

3100001013282

TUGAS AKHIR
(OE 1701)

ANALISA DAYA DUKUNG TIANG PANCANG
DERMAGA PETI KEMAS ANTAR PULAU SURABAYA
DENGAN METODE SCHMERTMANN DAN METODE BROMS



PERPUSTAKAAN ITS	
Tgl. Terima	11-7-2000
Terima Dari	H
Agenda Prp.	21.846

RSke
624.154
Nug
a-1
1999

Oleh :

DWI RETNO NUGRAHENI

4394 100 009

JURUSAN TEKNIK KELAUTAN
FAKULTAS TEKNOLOGI KELAUTAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
1999



**ANALISA DAYA DUKUNG TIANG PANCANG
DERMAGA PETI KEMAS ANTAR PULAU SURABAYA
DENGAN METODE SCHMERTMANN DAN METODE BROMS**

TUGAS AKHIR

Diajukan Guna Memenuhi Salah Satu Persyaratan

Untuk Menyelesaikan Studi Program Sarjana

Pada

Jurusan Teknik Kelautan

Fakultas Teknologi Kelautan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya

Surabaya, Agustus 1999

Mengetahui / Menyetujui

Dosen Pembimbing I,

Dosen Pembimbing II,

W.A. Pratikto



Daniel M. Rosyid

Ir. W.A. PRATIKTO, MSc., PhD.
NIP. 130 816 210

Dr. Ir. DANIEL M. ROSYID
NIP. 131 782 038

Kupersembahkan Tugas Akhir ini untuk :

*Ayahanda dan Ibunda tersayang atas cinta
dan kasih yang telah engkau berikan selama ini.*

ABSTRAK

Dalam Tugas Akhir ini akan dianalisa daya dukung tiang pancang dermaga Peti Kemas Antar Pulau Surabaya. Daya dukung tanah (tiang pancang) meliputi daya dukung tanah vertikal dan daya dukung tanah lateral. Daya dukung tanah vertikal akan di analisa dengan metode Schmertmann. Daya dukung tanah pada tumpuan ujung dalam metode ini dihitung dengan harga rata-rata N yang telah dikoreksi sepanjang $8 D$ dari ujung tiang pancang ke atas sampai $4 D$ di bawah ujung tiang pancang. Selanjutnya beban yang bekerja dengan arah vertikal adalah beban struktur atas baik beban mati maupun beban hidup. Kemudian untuk daya dukung yang disebabkan oleh gaya gesek antara tiang pancang dengan tanah bekerja secara penuh dari kedalaman $8D$ dari permukaan tanah. Data tanah yang berupa data pengeboran memberikan nilai N pada tiap-tiap kedalaman tertentu, namun nilai-nilai tersebut harus di koreksi terlebih dahulu terhadap jenis tanah dan tekanan tanah efektifnya sebelum menjadi input pada perumusan Schmertmann.

Dermaga ini dominan menerima beban horisontal seperti beban gelombang yang bekerja pada tiang pancang dengan besar $36.8 N$ untuk tiang pancang dengan $D=1.117 m$ dan $12.838 N$ untuk $D=0.711 m$. Beban arus menghasilkan beban yang kecil yaitu $1.45 N$ dan $0.92 N$, sedangkan beban angin mempunyai besar $39.835 N$ yang bekerja pada seluruh cap struktur. Beban horisontal yang disebabkan selain beban lingkungan adalah beban tumbukan kapal pada fender dengan gaya $74.153 KN$ dan tarikan kapal sebesar $80 KN$. Daya dukung tanah lateral dianalisa dengan menggunakan metode Broms. Tiang pancang dermaga mempunyai bagian yang muncul dipermukaan tanah dan ujungnya dijepit. Akan tetapi dalam Tugas Akhir ini analisa tiang pancang untuk beban lateral dianalisa sebagai tiang pancang dengan ujung bebas dengan dikoreksi terlebih dahulu dari posisi jepit ke posisi ujung bebas. Kemudian beban-beban di atas menjadi input dalam program SAP'90 yang menganalisa perilaku sebagian struktur dermaga yang mewakili perilaku secara keseluruhan.

Output dari program SAP'90 memberikan beban vertikal dan lateral maximal yang harus didukung oleh tiang pancang, selanjutnya hasil tersebut dibandingkan dengan daya dukung ijin tanah yang ada. Dari analisa yang telah dilakukan menghasilkan beban vertikal yang bekerja pada tiang pancang sebesar $2276.3 KN$ sedangkan daya dukung ijin tanahnya minimal sebesar $2572 KN$ pada pengeboran T2. Dan beban horisontal yang bekerja pada tiang pancang maximal sebesar $136.95 KN$ dan daya dukung horisontal tanah yang diijinkan dengan faktor keselamatan sebesar 2.5 adalah $934.521 KN$. Hasil-hasil analisa yang telah dilakukan menunjukan bahwa tanah mempunyai daya dukung yang lebih dari cukup untuk mendukung beban vertikal maupun lateral yang harus disangganya.

KATA PENGANTAR

Alhammdulillah segala puji bagi Allah SWT atas limpahan rahmat dan hidayahNya sehingga penulis dapat menyusun dan menyelesaikan Tugas Akhir ini. Tugas Akhir ini berjudul **“Anlisa Daya Dukung Tiang Pancang Dermaga Peti Kemas Antar Pulau Surabaya Dengan Metode Schemertmann dan Metode Broms”**, adalah salah satu syarat untuk memenuhi jumlah SKS yang merupakan syarat kelulusan S1 di Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.

Selama penulisan Tugas Akhir ini penulis banyak memperoleh bantuan dari berbagai pihak. Oleh karena itu penulis menyampaikan ucapan terima kasih kepada :

1. Ayah dan ibu tercinta yang selama ini selalu mendorong, memberi semangat dan kasih sayang dan cinta yang tulus sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Dr. Ir. W.A. Pratikto, selaku Pembimbing I Tugas Akhir yang dengan kesabarannya membimbing penulis dan memberikan ilmunya selama ini.
3. Dr. Ir. Daniel M. Rosyid, selaku Pembimbing II Tugas Akhir yang membantu serta membimbing dan mendorong penulis dalam penulisan Tugas Akhir.
4. Ir. Suntoyo dan Ir Solikhin atas diskusi dan masukannya.
5. Mbak Yuli atas cinta dan dorongannya dan Danang kuliahlah yang benar.
6. Hesti Nur Ariyani atas persahabatan, kepercayaan dan kasih sayang selama kita bersama

7. Bapak dan Ibu Mansur Sutejo atas kebaikan dan bantuannya selama ini
8. Keluarga besar T-3, Mbak Yani, Mbak Sapta, Mbak Marni, Mbak Tri, Yu' Kis, Dik Mesi, Mas Hari dan adik-adikku Dik Anis, Dik Anin, Dik Abi yang memberi warna kehidupan di T-3 dan berbagi suka maupun duka selama ini.
9. Mas Iqdam Hendrawan yang memberi masukan serta mendorong, literatur yang diberikan selama penyelesaian penulisan ini.
10. Mas Harun (OE'93) dan Yudha atas kerjasamanya selama pencarian data tugas akhir.
11. Dj, Bahrudin, Mufid, Hamidi, Samsul, Dian, Agung, Yuniar, Fadil, Ongko, serta teman-teman OE'94 yang lain atas bantuannya selama penulisan Tugas Akhir ini.
12. Dan semua pihak yang telah membantu penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini yang tidak dapat penulis sebut satu per satu.

Masih terlalu banyak ucapan terima kasih yang perlu penulis ucapkan, karena penulis menyadari sepenuhnya bahwa penulis sangat terbatas. Karena keterbatasan itulah penulis mohon kritik dan saran demi perbaikan laporan ini sehingga dapat memberi manfaat seperti yang kita harapkan.

Penulis

Agustus 1999

DAFTAR ISI

	Halaman
Lembar pengesahan	
Abstrak	
Daftar isi	i
Daftar Gambar	iii
Daftar Tabel	iv
Daftar Grafik	vi
Daftar Notasi	vii
Kata Pengantar	ix
 BAB I PENDAHULUAN	 I- 1
I.1 Latar Belakang	I- 1
I.2 Perumusan Masalah	I- 4
I.3 Tujuan dan Manfaat	I- 5
I.4 Batasan Masalah	I- 5
I.5 Metodogi dan Sistematika Skripsi	I- 6
 BAB II TINJAUAN PUSTAKA	 II- 1
2.1. Beban-Beban yang Bekerja Pada Tiang Pancang Dengan Arah Lateral	II- 4
2.1.1 Gaya Gelombang	II- 4
2.1.2 Gaya Arus	II- 7
2.1.3 Gaya Angin	II- 7
2.1.4 Gaya Tumbukan Kapal	II- 12
2.2. Beban-beban Yang Bekerja Pada Tiang Secara Vertikal	II- 13
2.2.1 Beban Mati yang Bekerja Pada Deck	II- 13
2.2.2 Beban Hidup yang Bekerja Pada Deck	II- 15
2.3. Daya Dukung Tanah	II- 16
2.3.1 Daya Dukung Tanah Terhadap Beban Vertikal	II- 16
2.3.2 Daya Dukung Tanah Terhadap Beban Lateral	II- 21
 BAB III ANALISA BEBAN-BEBAN YANG BEKERJA PADA TIANG PANCANG	 III- 1
3.1. Perhitungan Beban Yang Bekerja Pada Tiang Pancang dengan Arah Lateral	III- 2
3.1.1 Gaya Gelombang	III- 2
3.1.2 Gaya Arus	III- 7
3.1.3 Gaya Angin	III- 11

3.1.4	Gaya Tumbukan Kapal	III-	13
3.2.	Perhitungan Beban yang Bekerja Pada Tiang Pancang dengan Arah Vertikal	III-	15
	Perhitungan Beban Mati dan Hidup yang		
3.2.1	Bekerja Pada Deck	III-	15
3.3.	Perhitungan Daya Dukung Tanah	III-	23
3.3.1	Perhitungan Titik Tetap Tiang Pancang	III-	23
3.3.2	Perhitungan Daya Dukung Tanah Vertikal	III-	25
3.3.3	Perhitungan Daya Dukung Tanah Lateral	III-	27
3.4.	Analisa Struktur Dermaga dengan Program SAP'90	III-	29

BAB IV	ANALISA PEMBAHASAN BEBAN-BEBAN YANG BEKERJA PADA TIANG PANCANG	IV-	1
4.1.	Pembahasan Beban-beban Yang Bekerja Pada Struktur Dermaga Peti Kemas Antar Pulau Surabaya	IV-	1
4.1.1	Pembahasan Beban Gelombang	IV-	1
4.1.2	Pembahasan Beban Arus	IV-	3
4.1.3	Pembahasan Beban Angin	IV-	4
4.1.4	Pembahasan Beban Gempa	IV-	5
4.1.5	Pembahasan Beban Pada Cap Strukur	IV-	6
4.1.6	Pemodelan Struktur	IV-	7
4.2.	Pembahasan Daya Dukung Tanah	IV-	10
4.2.1	Pembahasan Daya Dukung Tanah Vertikal	IV-	10
4.2.2	Pembahasan Daya Dukung Tanah Lateral	IV-	11
4.3	Pembahasan Daya Dukung Struktur Tiang Pancang Dermaga	IV-	12
4.3.1	Pembahasan Daya Dukung Tanah Yang Tersedia karena Beban Vertikal	IV-	12
4.3.2	Pembahasan Daya Dukung Tanah yang Tersedia Karena Beban Lateral	IV-	13

BAB V	KESIMPULAN DAN PENUTUP	V-	1
--------------	-------------------------------	----	---

Daftar Pustaka
Lampiran A
Lampiran B

DAFTAR GAMBAR

	halaman
Gambar 1.1	Gambaran daya dukung tanah vertikal dengan metode Schmertmann I- 4
Gambar 2.1	Transformasi pembebanan pada balok akibat pembebanan segitiga II- 15
Gambar 2.2	Transformasi pembebanan pada balok akibat pembebanan trapesium II- 15
Gambar 2.3	Beban container crane II- 16
Gambar 2.4	Beban truk peti kemas II- 16
Gambar 2.5	Mekanisme daya dukung tiang pancang II- 18
Gambar 2.6	Daerah pengaruh bidang keruntuhan II- 20
Gambar 2.7	Restrained piles dan freeheaded piles II- 22
Gambar 2.8	Restrained piles diubah menjadi freeheaded piles II- 23
Gambar 2.9	Mekanisme daya tahan tanah lateral dalam menahan beban lateral II- 24
Gambar 2.10	Gerakan rotasi dan translasi serta daya dukung tanah lateral untuk tiang pancang pendek. Deformasi model (a) ujung bebas, (b) ujung tetap. Reaksi tanah dan momen bending di tanah kohesiv ditunjukkan pada (c) ujung bebas, (d) ujung tetap. Reaksi tanah dan momen bending di tanah tak kohesif ditunjukkan pada (e) ujung bebas dan (f) ujung tetap. II- 28
Gambar 2.11	Gerakan rotasi dan translasi serta daya dukung tanah lateral untuk tiang pancang panjang. Reaksi tanah dan momen bending di tanah kohesiv ditunjukkan pada (a) ujung bebas, dan (b) ujung tetap. Reaksi tanah dan momen bending di tanah tak kohesiv ditunjukkan pada (c) ujung bebas, dan (d) ujung tetap. II- 39
Gambar 3.1	Distribusi beban arus III- 8
Gambar 3.2	Arah angin yang bekerja pada cap struktur III- 11
Gambar 3.3	Pembebanan merata pada rel crane III- 17
Gambar 3.4	Pembebanan terpusat truk container III- 19
Gambar 3.5	Free body diagram tiang pancang III- 25
Gambar 3.6	(a) gambaran struktur dermaga sebelum ada pembebanan lateral III- 30
	(b) gambaran struktur dermaga saat diberi beban lateral III- 30
Gambar 3.7	Bagian dermaga yang dianalisa III- 31
Gambar 3.8	Free body diagram bagian dermaga III- 31
Gambar 3.9	Frame dan joint-joint pada deck dermaga (letak pegas x,y) III- 31
Gambar 4.1	Profil gelombang untuk perairan dalam dan dangkal IV- 2
Gambar 4.2	(a) struktur yang aman terhadap gempa IV- 6
	(b) struktur yang rawan terhadap gempa

DAFTAR TABEL

	Halaman
Tabel 2.1	Faktor reduksi untuk komponen struktur dengan panjang terhitung dan koreksinya terhadap kelangsingan
Tabel 2.2	Harga C_{oo} untuk konfigurasi struktur 3 D
Tabel 2.3	Koefisien bentuk efektif C_e untuk rangka tunggal
Tabel 2.4	Harga faktor shielding η
Tabel 2.5	Angka faktor keamanan untuk mencari daya dukung tanah ijin
Tabel 2.6	Nilai dari k_1 untuk tanah lempung
Tabel 3.1	Perhitungan beban gelombang dengan aturan simpson untuk tiang pancang dengan diameter 1.117 m
Tabel 3.2	Perhitungan beban gelombang dengan aturan simpson untuk tiang pancang dengan diameter 0.7111 m
Tabel 3.3	Faktor beban ketidakpastian untuk mendapatkan beban design
Tabel 3.4	Perhitungan beban arus dengan aturan simpson untuk tiang pancang dengan diameter 1.117 m
Tabel 3.5	Perhitungan beban arus dengan aturan simpson untuk tiang pancang dengan diameter 0.7111 m
Tabel 3.6	Kriteria kapal yang akan beroperasi di Dermaga Peti Kemas Surabaya
Tabel 3.7	Besarnya energi yang disebabkan oleh tumbukan kapal
Tabel 3.8	Gaya tumbukan kapal pada fender
Tabel 3.9	Q ijin pada kedalaman 75 m untuk tiang pancang dengan $D=1.117$ m
Tabel 3.10	Q ijin pada kedalaman 75 m untuk tiang pancang dengan $D=0.7111$ m
Tabel 3.11	Hubungan kekuatan tekan bebas (q_u) tanah lempung dengan konsistensinya
Tabel 3.12	Hasil running program SAP'90 untuk gaya-gaya luar yang bekerja pada tiang pancang untuk arah x,y dan z positif
Tabel 3.13	Lokasi joint-joint yang menerima beban dengan arah x,y dan z positif
Tabel 3.14	Hasil running program SAP'90 untuk gaya-gaya luar yang bekerja pada tiang pancang untuk arah x,y,z negatif
Tabel 3.15	Lokasi joint-joint yang menerima beban untuk arah x,y dan z negatif

Tabel 3.16	Hasil running program SAP'90 untuk defleksi yang terjadi pada tiang pancang untuk arah x,y dan z positif	III-	34
Tabel 3.17	Lokasi joint-joint yang mengalami defleksi arah x,y dan z positif	III-	34
Tabel 3.18	Hasil running program SAP'90 untuk defleksi yang terjadi pada tiang pancang untuk arah x,y dan z negatif	III-	34
Tabel 3.19	Lokasi joint-joint yang mengalami defleksi untuk arah x,y dan z negatif	III-	35
Tabel 5.1	Beban Vertikal yang bekerja pada tiang pancang dan daya dukung tanah ijin	V-	3
Tabel 5.2	Beban Lateral yang bekerja pada tiang pancang dan daya dukung tanah ijin lateral	V-	3

DAFTAR GRAFIK

	Halaman
Grafik 2.1 Gaya ultimate lateral untuk tiang pancang panjang dan pendek pada tanah kohesiv (a) tiang pancang pendek dan (b) tiang pancang panjang (Broms,1964a)	II- 30

DAFTAR NOTASI

A	= Luasan proyeksi, m^2 (feet ²)
Ab	= Luasan penampang tiang, m^2
As	= Luasan kulit tiang, m^2
B	= Lebar kapal m
Cc	= Koefisien konfigurasi
Cd	= Koefisien drag
Ce	= Koefisien eksentrisitas
Cm	= Koefisien massa tambah
C _M	= Koefisien inersia
Cs	= Koefisien kelembutan
Cu	= Kohesifitas lapisan tanah, KN/m ²
C ₀₀	= Koefisien bentuk konfigurasi dengan panjang tak terhingga
D	= Diameter Tiang pancang
dz	= Panjang pias yang ditinjau
e	= Jarak pembebanan dengan permukaan tanah
E	= Modulus Elastis Baja (MN/m ²)
F	= Gaya horisontal yang bekerja pada tiang (KN)
FD	= Gaya Drag per satuan panjang (N/m)
FI	= Gaya Inersia per satuan panjang (N/m)
Fw	= Gaya angin pada cap struktur (N)
Fwsd	= Gaya angin akibat efek solidifikasi (N)
Fwsl	= Gaya angin akibat efek sheilding (N)
fsi	= Hambat pelekot untuk ruas kedalaman li
g	= Percepatan gravitasi
I	= Momen inersia tiang pancang (m ⁴)
K	= Faktor reduksi
li	= Panjang tiang pancang yang ditinjau (m)
L	= Panjang Kapal (m)
	= Panjang penetrasi tiang pancang (m)
Lu	= Panjang tiang pancang yang muncul di permukaan tanah (m)
Ls	= Panjang tiang pancang yang tertanam sampai titik tetap (m)
M	= Momen ultimat yang bekerja pada tiang pancang (KN.m)
N	= Jumlah pukulan / m
nh	= Koefisien modulus tanah (KN/m ²)
Oi	= Keliling tiang untuk kedalaman li (m)
P	= Gaya vertikal yang bekerja pada tiang pancang (KN)
ρ	= massa jenis air (kg/m ³)
Q a	= Daya dukung tanah ijin (KN)
Qu	= Daya dukung tanah ultimat (KN)
Qb	= Daya dukung ujung tiang (KN)

QS	= Daya dukung dinding tiang dengan tanah (KN)
Re	= Angka Reynold
T	= Draf Kapal (m)
	= Periode gelombang (dt)
U	= Kecepatan horisontal partikel air (m/dt)
U_{\max}	= Kecepatan horisontal maximal pada SWL (m/dt)
V	= Kecepatan (m/dt)
W	= Berat kapal (Ton)
	= Jarak permukaan air sampai dengan titik Zf (m)
Wa	= Massa tambah (ton)
Wd	= Displasmen kapal ton)
Z	= Kedalaman titik AFL (m)
Zf	= Kedalaman titik tetap (m)
γ	= Berat jenis fluida (N/m^3)
ϕ	= Rasio soliditas
φ	= Sudut fase gelombang
$\frac{\partial u}{\partial t}$	= pecepatan partikel air horisontal (m/dt^2)

Katakanlah : "Kalau sekiranya lautan menjadi tinta untuk (menulis) kalimat-kalimat Tuhanku, sungguh habislah lautan itu sebelum habis ditulis kalimat-kalimat Tuhanku, meskipun Kami datangkan tambahan sebanyak itu pula".

(Al Kahfi : 109)

BAB I

PENDAHULUAN

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pembangunan saat ini memfokuskan pada pemerataan pembangunan di daerah-daerah, sehingga kelancaran distribusi material sebagai bahan bangunan menjadi hal yang penting. Negara Indonesia yang merupakan negara kepulauan mempunyai wilayah yang didominasi oleh laut, maka transportasi laut menjadi pilihan yang tepat sebagai alat untuk membantu dalam memperlancar distribusi barang, sehingga untuk selanjutnya dunia perkapalan akan memegang peranan yang penting. Dengan alasan tersebut maka perlu ditingkatkan jasa layanan transportasi laut. Jasa layanan transportasi laut itu sendiri meliputi pelayanan perkapalan dan pelayanan pelabuhan atau dermaga.

Indonesia sebagai negara maritim memusatkan pembangunan kelautannya di Wilayah Indonesia bagian timur. P.T. PELINDO III memiliki fasilitas-fasilitas yang lengkap dibidang perkapalan dan kelautan. Untuk membantu kelancaran distribusi barang ke pulau-pulau lain, maka telah dibangun sebuah Dermaga Peti Kemas Antar Pulau Surabaya.

Dermaga adalah bangunan pelabuhan yang digunakan untuk kapal merapat dan menambatkannya pada waktu bongkar muat barang. Ada dua macam dermaga yaitu yang berada di garis pantai dan sejajar dengan pantai yang disebut *quay* atau *wharf* dan yang menjorok (tegak lurus) pantai disebut *pier* atau *jetty*. (Triatmodjo,1996)

Pemilihan dermaga peti kemas berdasarkan kondisi topografi dan kondisi geologi pantai yang mempunyai perairan dangkal sehingga kedalaman yang cukup jauh dari darat. Untuk itu sangatlah cocok bila dipilih *Jetty* sebagai struktur dermaganya.

Di Dermaga Peti Kemas Surabaya keberadaannya digunakan untuk memudahkan kapal berlabuh atau meninggalkan pelabuhan karena fungsinya tersebut maka dermaga memerlukan pondasi tiang pancang yang dapat mendukungnya dengan cukup.

Struktur tanah di daerah pantai pada umumnya memiliki lapisan lumpur yang tebal, dimana kapasitas daya dukungnya sangat kecil. Lapisan tanah ini berfungsi untuk menahan beban yang diterima, sehingga dalam perencanaan tiang pancang daya dukung tanah merupakan faktor yang penting. Daya dukung tanah menyatakan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yaitu tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah di sepanjang bidang-bidang gesernya (Hardiatmo,1996). *Pile* yang dioperasikan di daerah pantai akan mendapat beban lateral yang meliputi beban gelombang, angin, arus, tumbukkan kapal dan beban vertikal yaitu beban struktur atas termasuk beban hidup dan beban

matinya. Dengan demikian diperlukan suatu pondasi tiang pancang yang benar-benar dapat mendukung keseluruhan beban tersebut.

Struktur yang didukung dengan tiang pancang dapat dikatakan mempunyai daya dukung yang cukup apabila seluruh beban yang bekerja padanya, tidak akan menyebabkan struktur mengalami kegagalan. Kegagalan pada *piles* dapat terjadi seperti misalnya keruntuhan pondasi karena tidak kuat dalam menahan beban, settlement yang tidak sama antara *piles* yang satu dengan yang lain, yang menyebabkan bangunan miring dan masih banyak contoh kegagalan yang lain.

Dermaga ini kemudian akan berdiri dengan kokoh bila didukung dengan *piles* yang dapat menahan semua beban yang bekerja padanya. Sebagaimana diketahui bahwa fungsi dari *piles* (tiang pancang) adalah untuk meneruskan beban ke lapisan tanah yang keras, sehingga struktur dapat berdiri dengan kokoh tanpa mengalami suatu kegagalan (Sarjono, 1990). *Piles* dapat tertanam seluruhnya dalam tanah ataupun hanya sebagian seperti misalnya *piles* pada dermaga.

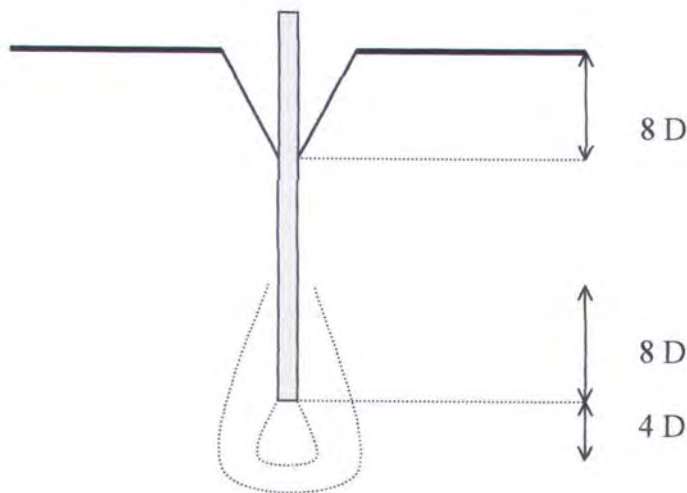
Beban-beban yang bekerja pada *piles* yang dioperasikan di daerah pantai ini dapat meliputi beban gelombang, arus, es, gempa bumi, angin dan tumbukan kapal, beban hidup dan mati. Berbagai macam beban ini akan menghasilkan tekanan, gaya lateral dan vertikal yang dapat dijadikan pertimbangan dalam meningkatkan kekuatan dari design dan konstruksi dari struktur (Cheung dan Kulhawy, 1981).

1.2 Perumusan Masalah

Dalam merencanakan dermaga maka hal penting yang perlu diperhatikan adalah daya dukung tiang pancang saat beban-beban yang ada bekerja secara bersama-sama. Beban yang bekerja tersebut meliputi beban lateral dan vertikal.

Untuk mendapatkan daya dukung *piles* terhadap beban vertikal akan diselesaikan dengan menggunakan *Metode Schmertmann* dan lateral dengan *Metode Broms*.

Metode Schmertmann memberi gambaran sebagai berikut:



gambar 1.1 Daya dukung tiang dengan metode *Schmertmann*

dimana

D = diameter pile (m)

Dari gambar 1.1 di atas dapat dilihat bahwa daya dukung tanah dengan menggunakan metode ini terdiri dari dua macam bagian, yaitu daya dukung tanah

yang disebabkan oleh ujung tiang pancang dan karena gaya gesekan antara tiang pancang dan tanah.

Untuk perhitungan tiang pancang karena gaya lateral dengan metode *Broms* digunakan tipe *free-head*. Yaitu dengan menganalisa tiang pancang dermaga dengan ujung bebas.

1.3 Tujuan dan Manfaat

Tujuan utama dari penulisan Tugas Akhir adalah untuk menganalisa daya dukung tiang pancang terhadap beban vertikal yang bekerja padanya dengan menggunakan *Metode Schmertmann* dan beban lateral dengan menggunakan *Metode Broms*. Sedangkan hasil yang didapatkan dapat memberi manfaat sebagai berikut :

- Sebagai masukan analisa Dermaga Peti Kemas Antar Pulau Surabaya
- Sebagai acuan untuk membangun *jetty* yang akan dibangun di pantai dengan kondisi yang hampir sama

1.4 Batasan Masalah

Dalam penulisan tugas akhir ini, untuk membatasi permasalahan yang dianalisa, maka diambil beberapa batasan masalah. Batasan masalah ini bertujuan

untuk mendapatkan hasil analisa yang sesuai dengan tujuan penulisan tugas akhir ini.

Batasan masalah yang akan dipakai dalam analisa Tugas Akhir ini :

- *Piles* dalam kondisi tidak terkorosi atau terkorosi masih dibawah ambang batasnya
- Tidak terjadi bukling pada *piles*
- Terjadinya *scoring* disekitar pile, tidak dianalisa secara khusus, akan tetapi diasumsikan terjadi pada kedalaman 10 m pertama.
- Defleksi di joint-joint pegas x dan y di dermaga irisan dalam maximum 0.001 m
- Parameter-parameter tanah yang tidak diketahui dari data sekunder, besarnya diambil menurut sifat-sifat tanah yang ada dalam literatur.
- Perhitungan daya dukung tanah hanya dianalisa secara statis

1.5 Metodologi dan Sistematika Skripsi

Perhitungan daya dukung tiang pancang dermaga dilakukan dengan berdasarkan literatur dan referensi yang sesuai dengan permasalahan yang ada. Data-data yang diperlukan diperoleh dari data sekunder. Adapun data-data tersebut meliputi, data lingkungan dan data struktur dermaga itu sendiri.

Berdasarkan data-data gelombang, arus, gempa, angin dan tumbukan kapal dilakukan berapa besar masing-masing beban tersebut dan tingkat ke-*significant*-nya. Setelah itu beban-beban tersebut dianalisa sebagai beban lateral yang bekerja pada tiang pancang. Kemudian beban-beban tersebut akan dianalisa dengan metode *Broms*. Sedangkan untuk menghitung daya dukung dari lapisan tanahnya digunakan metode *Schmertmann*.

Metode *Schmertmann* adalah suatu metode perhitungan daya dukung tiang pancang dengan mengasumsikan bahwa *friction pile* akan bekerja penuh setelah mencapai kedalaman 8 D dari permukaan tanah. Sedangkan untuk penentuan *end bearing* daya dukung tanah merupakan harga rata-rata $\text{conus } 4 D$ di atas ujung tiang sampai 8 D di bawah ujung tiang apabila data tanah berupa data sondir ataupun harga rata-rata N yang telah dikoreksi terhadap jenis tanah dan tekanan tanah vertikal bila data tanah berupa SPT.

Perumusan *Broms* digunakan untuk mencari daya dukung tiang pancang terhadap beban lateral. Keuntungan yang didapat dari metode ini adalah pertama dapat digunakan untuk piles yang panjang dan pendek. Kedua dapat diaplikasikan pada tanah berjenis kohesive dan tidak kohesive. Yang terakhir adalah dapat digunakan pada tiang pancang yang ujungnya bebas dan tidak bebas. (Prakash,1990).

Setelah itu diadakan analisa daya dukung tiang pancang dermaga ketika menerima beban berdasarkan perhitungan beban dan kemampuan struktur.

Selanjutnya hasil analisa disusun dalam penulisan tugas akhir, yang terdiri atas : Bab I yang berisi Pendahuluan yang meliputi ; latar belakang , perumusan masalah, tujuan dan manfaat, batasan masalah dan metodologi serta sistematika penulisan skripsi. Bab II berisi landasan teori yang dipakai untuk menganalisa permasalahan yang ada. Bab III berisi perhitungan beban-beban yang akan bekerja pada sturktur dan analisa kapasitas daya dukung lapisan tanah terhadap tiang pancang. Perhitungan yang dilakukan berdasarkan landasan teori yang bersesuaian dengan yang diuraikan pada Bab II, serta menggunakan data lapangan maupun dari laboratorium. Dalam BAB ini juga dilakukan pemodelan bagian struktur dermaga dengan bantuan SAP'90. Akan tetapi yang menjadi *input* program untuk beban-beban yang bekerja pada struktur diambil beban-beban yang mempunyai arti penting. Maksudnya adalah mempunyai nilai yang besar. Bab IV berisi analisa pembahasan dari hasil ouput program SAP'90 dengan analisa daya dukung tanah vertikal dengan metode *Schmertmann* dan daya dukung tanah lateral dengan metode *Broms*. Bab V merupakan penutup yang berisi kesimpulan dan saran untuk analisa yang dapat dilakukan untuk penelitian selanjutnya.

*Sesungguhnya Kami menundukkan gunung-gunung untuk bertasbih
bersama dia (Daud) di waktu petang dan pagi.*

(Shaad : 18)

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

Tiang Pancang adalah bagian dari struktur yang digunakan untuk menstransmisikan seluruh beban ke lapisan tanah keras. Tiang pancang dapat digunakan secara sendiri-sendiri atau juga dalam grup. Juga dapat tertanam seluruhnya atau hanya sebagian (Cheung dan Kulhawy, 1981).

Pembebanan pada tiang pancang yang digunakan untuk struktur laut akan mendapat beban yang kompleks seperti misalnya ; gelombang, arus, es, gempa bumi, angin dan beban tumbukan kapal. Berbagai beban tersebut akan menyebabkan gaya kompresi, lateral dan *uplift* yang dapat memberi pengaruh yang besar dalam design dan konstruksi dari struktur tersebut.

Menurut Cheung dan Kulhawy (1981) kapasitas ultimate dari pondasi tiang pancang ditentukan setidaknya oleh beberapa faktor berikut ini :

1. Propertis tanah
2. Demensi dan material dari pile
3. Metode instalasinya
4. Kondisi pembebanan

Faktor-faktor tersebut harus diperiksa secara teliti. Tingkatan dari faktor tersebut yang akan memberi pengaruh terhadap kekuatan pondasi tergantung besar dari ukuran struktur dan tempat lokasinya.

Langkah pertama yang dilakukan dalam merencanakan struktur adalah evaluasi terhadap kondisi alam dan intensitas beban yang akan bekerja padanya. Hal ini diperlukan untuk memahami tujuan dibangunnya struktur tersebut dan karakteristik lokasinya.

Tiang pancang yang digunakan untuk struktur laut akan menerima beban lateral dan vertikal. Beban tersebut dapat menyebabkan momen bending, *uplift* ataupun *downdrag*. Gaya-gaya tersebut dapat bekerja secara langsung padanya ataupun dapat melalui medium tertentu yang kemudian diteruskan pada struktur *piles*. Sebagai contoh disini adalah beban es dan gelombang akan bekerja secara langsung pada *piles* sedangkan untuk beban gempa bumi bekerja pada *piles* melalui medium tanah.

Perhitungan kapasitas daya dukung lapisan yang memberikan daya dukung terhadap struktur dermaga harus dilakukan secara teliti. Hal ini sangat penting karena dermaga yang ditopang oleh *piles* sangat tergantung pada daya dukung lapisan tanah. Kapasitas daya dukung tanah tergantung pada kondisi dan karakteristik dari lapisan tanah (Tomlinson, 1977). Sebelum pemancangan *piles* dilakukan, hal yang pertama dilakukan adalah penyelidikan propertis tanah. Karena propertis tanah akan sangat berpengaruh dalam pemilihan bahan dasar tiang pancang dan proses pemancangannya. Penyelidikan propertis tanah ini berguna untuk mengetahui daya dukung tanah tersebut. Penyelidikan dapat dilakukan dengan pengeboran ataupun coring. Sample tanah kemudian dibawa ke laboratorium untuk diselidiki hal-hal yang berkaitan dengan propertis tanah

tersebut seperti ; angka pori (e), koefisien kuat geser undrained (C_u), massa jenis, dll. (Das, 1984)

Menurut Cheung dan Kulhawy (1981) beban yang bekerja pada tiang pancang dapat diklasifikasikan menjadi tiga katagori yaitu :

- Untuk katagori pertama adalah pembagian beban yang meliputi beban mati dan beban hidup. Beban mati adalah gaya gravitasi dan akan selalu bekerja. Seperti misalnya beban struktur yang meliputi peralatan yang permanen. Sedangkan beban hidup adalah beban yang bekerja dengan besar dan lokasi yang bervariasi.
- Katagori kedua adalah beban yang bekerja pada struktur pantai dapat dibagi menjadi beban statis dan beban dinamis. Beban statis dapat berupa beban mati ataupun beban hidup. Pengaruh beban-beban tersebut terhadap struktur terbatas pada besar dari beban yang bekerja. Sedangkan pada beban dinamis merupakan beban dengan fungsi waktu dan respon dari struktur tergantung dari inertia dan damping karakteristik dari sistem tersebut. Definisi-definisi di atas menyimpulkan bahwa beban dinamis adalah beban hidup.
- Katagori ketiga adalah waktu pembebanan. Pembebanan dapat bersifat lama (*sustained*) atau pendek (*transient*). Yang menjadi pokok perbedaan adalah tempat pembebanan pada dasarnya terletak pada perilaku dari tanah. Untuk pembebanan dengan jangka waktu lama pada tanah lempung, ada dua perbedaan pokok dari perilaku tanah dapat diidentifikasi *undrained* dan *drained*.

2.1. Beban-beban Yang Bekerja Pada Tiang Dengan Arah Lateral

2.1.1 Gaya Gelombang

Gaya gelombang akan bekerja secara terus menerus pada struktur yang dibangun di daerah pantai ataupun lautan. Gaya gelombang ini akan bekerja secara langsung pada struktur tersebut. Gelombang dapat dibangkitkan oleh gempa, angin, gerakan kapal dan lain sebagainya. Dari semua yang paling berpengaruh pada struktur air adalah angin membangkitkan gelombang. Walaupun gempa akan membangkitkan gelombang yang cukup besar, hal ini tidak mungkin untuk memasukkan faktor gempa dalam design yang normal. Gempa akan diperhatikan apabila struktur tersebut dibangun di daerah yang rawan terjadi gempa atau untuk mengantisipasi kehilangan nyawa manusia. (Cheung dan Kulhawy, 1981)

Perhitungan gaya gelombang pada struktur tiang berdasarkan persamaan *Morrison* (Cheung dan Kulhawy, 1981). Besarnya gaya gelombang merupakan penjumlahan dari gaya *inertia* dan gaya *drag*. Secara empiris persamaan *Morrison* dapat dituliskan :

$$F = f_i + f_d \quad (2.1)$$

Dimana :

F = gaya total persatuan panjang (N/m)

f_i = gaya inertia persatuan panjang (N/m)

f_d = gaya drag persatuan panjang (N/m)

Gaya inertiya dihasilkan dari percepatan atau perlambatan yang konstan dari air dalam aliran fluida ideal. Hal ini berdasarkan asumsi bahwa tinggi gelombang kecil bila dibandingkan dengan kedalaman air dan air adalah *incompressible* dan *frictionless*. Cheung dan Kulhawy (1981), menuliskan komponen gaya inersia sebagai berikut

$$f_i = C_M \frac{\gamma}{g} \frac{\pi D^2}{4} \frac{\delta u}{\delta t} \quad (2.2)$$

di mana :

C_m = koefisien inertiya

γ = berat jenis fluida

=62.4 lb/ft³ (9.8 kN/m³) untuk air tawar

=62.0 lb/ft³ (10.0 kN/m³) untuk air asin

D = diameter pipa (m)

$\frac{\delta u}{\delta t}$ = percepatan horisontal partikel fluida pada sumbu (dengan asumsi pipa adalah slender) (m/dt)

g = percepatan gravitasi (32.2 ft/sec² atau 9.8m/sec²)

Gaya drag adalah gaya akibat kecepatan konstan dari air pada struktur, besarnya dapat dituliskan (Cheung dan Kulhawy,1981) :

$$f_d = C_D \frac{1}{2} \frac{\gamma}{g} u |u| D \quad (2.3)$$

Dimana:

C_D = koefisien drag

U = kecepatan horisontal partikel air pada sumbu *pile* dengan asumsi pile tidak ada (m/dt)

Koefisien yang dipergunakan dalam perhitungan gaya gelombang yaitu koefisien inersia didapatkan dari beberapa percobaan, menurut CERC dalam Cheung dan Kulhawy (1981) memberikan rekomendasi untuk koefisien drag dan koefisien inersia.

Koefisien inersia (C_m):

$C_m = 2.0$ jika $Re < 2.5 \times 10^5$

$C_m = 2.5 - \frac{Re}{5 \times 10^5}$ jika $2.5 \times 10^5 < Re < 5 \times 10^5$

$C_m = 1.5$ jika $Re > 5 \times 10^5$

Koefisien drag (C_d) drag didapatkan dari grafik angka Reynold (Kulhawy, 1981).

Grafik ini dapat dilihat pada lampiran A1.

Untuk menghitung besarnya angka Reynold dapat dipakai perumusan sebagai berikut :

$$Re = \frac{U_{max} \cdot D}{\nu} \quad (2.4)$$

Di mana :

Re = angka Reynold

U_{max} = kecepatan horisontal maksimal pada SWL (m/dt)

ν = viskositas kinematik fluida

$$= 1 \times 10^{-5} \text{ ft}^2/\text{sec} \text{ atau } 9.3 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{sec} \text{ pada suhu } 20^\circ\text{C}$$

2.1.2 Gaya Arus

Beban arus yang terjadi sangat tergantung pada kondisi topografi dan meteorologi pada tempat tersebut. Gaya arus yang bekerja pada tiang pancang dapat dirumuskan sebagai berikut: (Tomlinson, 1977)

$$fd = C_D \frac{1}{2} \rho V^2 A \quad (2.5)$$

Di mana :

C_D = koefisien drag

ρ = massa jenis air (kg/m^3)

A = proyeksi luasan tercelup air (m)

V = kecepatan arus (m/dt)

2.1.3 Gaya Angin

Bila dibandingkan dengan total gaya yang bekerja pada struktur, maka gaya angin termasuk gaya yang kecil yang bekerja secara horisontal. Hal ini dikarenakan gaya angin hanya bekerja pada bagian struktur yang berada di atas permukaan air.

Intensitas gaya angin yang bekerja pada bangunan pantai akan tergantung dari kecepatan berhembusnya angin dan ukuran serta bentuk komponen-komponen struktur yang berada dalam lintasan angin.

Gaya angin total yang bekerja pada sebuah bangunan pantai adalah merupakan penjumlahan dari gaya-gaya yang diterima oleh tiap-tiap komponen struktur. Gaya-gaya pada komponen tersebut timbul oleh adanya hambatan kekentalan udara dan oleh perbedaan distribusi tekanan disisi komponen yang menghadap ke arah angin dan di belakang.

Det Norske Veritas (DnV) mendefinisikan gaya angin pada komponen struktur atau permukaan bidang yang bekerja tegak lurus terhadap sumbu antar permukaan dengan rumus sebagai berikut (Djatmiko dan Murdjito,1994):

$$F_w = 1/2 \rho C A V^2 \sin \alpha \quad (2.6)$$

Dimana

α = sudut antara arah angin dengan sumbu dari komponen struktur atau dengan suatu permukaan

V = kecepatan angin (m/dt)

A = luas proyeksi permukaan dari komponen struktur (m^2)

ρ = masa jenis udara ($=1.29 \text{ kg/m}^3$)

C = koefisien bentuk

$= KC_\infty$

C_∞ = koefisien bentuk konfigurasi dengan panjang tidak terhingga

K = faktor reduksi.

L dalam tabel 2.1 adalah ukuran panjang komponen struktur dan d adalah ukuran melintang struktur .

Tabel 2.1 faktor reduksi untuk komponen struktur dengan panjang terhingga dan korelasinya terhadap kelangsingan

Konfigurasi	L/d=2	5	10	20	40	50	100	∞
Silinder aliran sub-kritis	0.58	0.62	0.68	0.74	0.82	0.87	0.98	1.0
Silinder aliran superkritis	0.80	0.80	0.82	0.90	0.98	0.99	1.0	1.0
Pelat datar tegak lurus arah angin	0.62	0.66	0.69	0.81	0.87	0.90	0.95	1.0

Untuk gaya angin yang bekerja pada tiang pancang yang muncul di permukaan air, akan terjadi efek *Shielding* dan *Solidifikasi*. Efek *Shielding* terjadi bila struktur terletak dibelakang satu dengan yang lain relatif terhadap arah angin. Sedangkan untuk efek *Solidifikasi* adalah bila beberapa struktur terletak pada satu bidang normal terhadap arah angin, maka seolah –olah akan membentuk satu kesatuan struktur dengan batas komponen struktur pada sisi luar.

Gaya angin pada suatu komponen struktur dengan pengaruh efek solidifikasi dapat dirumuskan sebagai berikut: (Djarmiko dan Murdjito,1994)

$$F_{wsd} = 1/2 \cdot \rho \cdot C_e \cdot \phi \cdot A_{sol} \cdot V^2 \sin \alpha \quad (2.7)$$

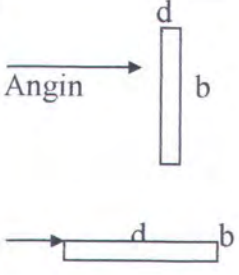
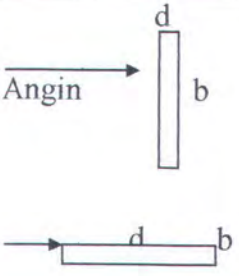
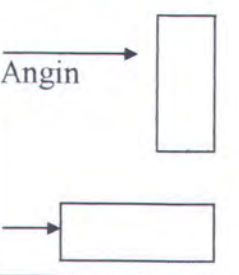
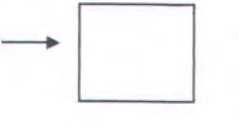
Dimana :

C_e = koefisien bentuk efektif dari tiap-tiap komponen struktur atau rangka

A_{sol} = luasan proyeksi yang dilingkupi rangka struktur terluar (m^2)

ϕ = rasio soliditas, yakni perbandingan luas proyeksi rangka struktur normal terhadap arah angin dengan A_{sol} .

Tabel 2.2 harga C_∞ untuk konfigurasi struktur 3 D

Bentuk	I/w	b/d	C_∞						
			<0.5	<1	<2	<4	<6	<10	<20
	≥ 4	≥ 4	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	-	-
		$\leq 1/2$	0.2	0.7	0.75	0.75	0.75	-	-
	3	3	1.1	1.2	1.25	1.35	1.4	-	-
		0.5	0.7	0.75	0.75	0.75	0.8	-	-
	1.5	1.5	0.95	1.0	1.05	1.1	1.15	-	-
		0.5	0.8	0.85	0.9	0.95	1.0	-	-
	1	1	0.9	0.95	1.0	1.05	1.1	1.2	1.4

Dimana b adalah panjang elemen yang tegak lurus terhadap arah angin, d panjang elemen yang sejajar dengan angin. I panjang horisontal yang terbesar dan w adalah panjang horisontal yang terkecil.

Tabel 2.3 koefisien bentuk efektif Ce untuk rangka tunggal

Rasio soliditas ϕ	Ce		
	Komponen sisi rata	Komponen silinder	
		$Re < 4.2 \times 10^5$	$Re \geq 4.2 \times 10^5$
0.1	1.9	1.2	0.7
0.2	1.8	1.2	0.8
0.3	1.7	1.2	0.8
0.4	1.7	1.1	0.8
0.5	1.6	1.1	0.8
0.75	1.6	1.5	1.4
1.0	2.0	2.0	2.0

Gaya angin pada suatu komponen struktur dengan pengaruh efek *sheilding* dirumuskan sebagai berikut : (Djatimiko dan Murdjito,1994)

$$F_{wsl} = F_{wsd} \cdot \eta \tag{2.8}$$

$$\beta = \phi \cdot a \tag{2.9}$$

dimana ϕ =ratio soliditas

- a = 1.6 untuk komponen sisi rata
- = 1.2 untuk komponen silindris pada daerah yang sub-kritis dan untuk komponen dengan sisi rata yang berhubungan dengan komponen silindris demikian.
- =0.5 untuk komponen silindris pada daerah yang super-kritis dan untuk komponen dengan sisi rata yang berhubungan dengan komponen silindris demikian



Tabel 2.4 harga faktor shielding η

I/W	η untuk setiap nilai $\beta=$							
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	≥ 0.8
≤ 1.0	1.0	0.96	0.90	0.80	0.68	0.54	0.44	0.37
2.0	1.0	0.97	0.91	0.82	0.71	0.58	0.49	0.43
3.0	1.0	0.97	0.92	0.84	0.74	0.53	0.54	0.48
4.0	1.0	0.98	0.93	0.86	0.77	0.67	0.59	0.54
5.0	1.0	0.98	0.94	0.88	0.80	0.71	0.64	0.60
≥ 6.0	1.0	0.99	0.95	0.90	0.83	0.75	0.69	0.66

2.1.4 Gaya Tumbukan Kapal

Gaya tumbukan kapal merupakan salah satu gaya lateral yang tidak disebabkan oleh alam. Kapal secara langsung menumbuk *docks* atau *piers* adalah hal yang tidak diinginkan dan untuk mencegah hal tersebut digunakan peralatan yang dapat melindunginya. Peralatan fender digunakan untuk menyerap energi dari tumbukan kapal. Walaupun tumbukan tersebut tidak dapat dihindarkan tetapi dapat dikontrol. Besar dari gaya adalah fungsi dari berat vessel termasuk beban yang dibawanya, kecepatan dari tumbukan dan kemampuan penyerapan energi dari struktur tersebut. (Cheung dan Kulhawy, 1981)

Energi yang diserap oleh fender dirumuskan sebagai berikut:
(Gaythwaite, 1990)

$$E = \frac{W}{2g} x V^2 x C_e x C_m x C_c x C_s \quad (2.10)$$

Dimana

W = berat kapal (ton)

$$= W_d + W_a$$

W_a = massa tambah (ton)

$$= \frac{\pi}{4} d^2 L W_0$$

W_d = displasment kapal (ton)

V = kecepatan pendekatan kapal (m/dt)

g = percepatan gravitasi (m/dt²)

C_e = koefisien eksentrisitas biasanya diasumsikan 0.5

C_m = koefisien massa virtual biasanya antara 1.3-1.8

$$= \frac{Wd + Wa}{Wd}$$

C_c = koefisien konfigurasi antara 0.8-1

C_s = koefisien kelembutan 0.9-1.0

Apabila C_c dan C_s diasumsikan sama dengan satu dan C_e sama dengan 0.5 maka persamaan (2.18) menjadi

$$E = \frac{WV^2}{4g} \quad (2.11)$$

2.2. Beban-beban yang Bekerja Tiang Pancang Secara Vertikal

2.2.1 Beban Mati yang Bekerja Pada Deck

Poer dari struktur dermaga dalam perhitungan diasumsikan sebagai plat dengan ketebalan 0.45 m, dimana bekerja beban merata dan terpusat padanya. Dengan demikian beban mati plat adalah $0.45 \text{ m} \times 2400 \text{ N/m}^3 = 1080 \text{ N/m}^2$. Kemudian untuk memudahkan dalam analisa, beban-beban merata yang berupa beban mati dan hidup pada plat-plat tersebut di transformasikan menjadi beban merata pada balok melintang maupun memanjang. Berikut ini transformasi beban dari plat ke balok

Untuk beban merata segi empat

$$\begin{aligned} M &= q_{ek} Ix/2 \cdot \frac{1}{2} Ix - q_{ek} Ix/2 \cdot \frac{1}{4} Ix \\ &= q_{ek} I^2 x/8 \end{aligned} \quad (2.12)$$

untuk beban merata segitga

$$\begin{aligned} M &= q_p Ix/8 \cdot \frac{1}{2} Ix - q_p I^2/8 \cdot \frac{1}{6} Ix \\ &= 2/48 q_p I^3 x \end{aligned} \quad (2.13)$$

Persamaan (2.12)=(2.13)

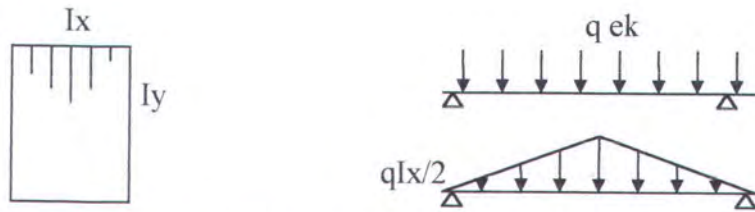
$$q_{ek} = 1/3 q_p Ix \quad (2.14)$$

Untuk beban trapesium

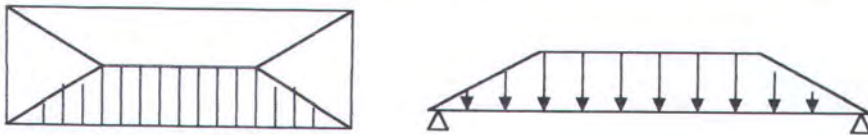
$$\begin{aligned} M &= 1/16 \cdot q_p \cdot I^2 x + 1/8 \cdot q_p \cdot Ix (I_y - I_x) - 1/8 \cdot q_p \cdot I^2 x (1/2 I_y - 1/3 Ix) - 1/4 \cdot q_p \cdot Ix (I_y - Ix) \\ &\quad Ix) 1/4 (I_y - Ix) \\ &= 1/16 \cdot q_p \cdot Ix (I^2 y - 1/3 I^2 x) \end{aligned} \quad (2.15)$$

Persamaan (2.12)=(2.15)

$$q_{ek} = \frac{1}{2} q_p Ix (1 - 1/3 (Ix/Iy)^2) \quad (2.16)$$



Gambar 2.1 Transformasi pembebanan pada balok akibat pembebanan segitiga



Gambar 2.2 Transformasi pembebanan pada balok akibat beban trapesium

2.2.2 Beban Hidup yang Bekerja Pada Deck

Beban hidup adalah beban yang senantiasa berubah besarnya menurut fungsi waktu, yang meliputi :

1. Beban hidup konstruksi dermaga adalah :

Beban hidup merata yang bekerja pada pangkalan.

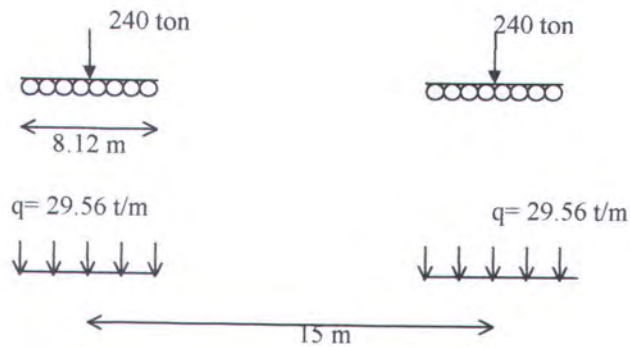
Untuk keadaan normal $q_p = 3000 \text{ N/m}^2$

Beban air hujan = $1 \text{ KN/m}^3 \times 10 \text{ cm} = 100 \text{ N/m}^2$

2. Beban bergerak

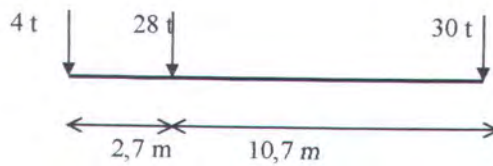
Container Crane

Beban pada roda crane masing-masing pada sisinya adalah 240 ton dengan 8 roda, sehingga tiap rodanya memikul beban 30 ton.



gambar 2.3 beban container crane

Truk Peti Kemas



gambar 2.4 beban truk peti kemas

2.3. Daya Dukung Tanah

2.3.1 Daya Dukung Tanah Terhadap Beban Vertikal

Daya dukung tiang pada tanah pondasi umumnya diperoleh dari jumlah daya dukung terpusat tiang dan tahanan geser pada dinding tiang seperti diperlihatkan dalam gambar 2.5, dan besarnya daya dukung yang diijinkan Q_a diperoleh dari persamaan sebagai berikut, (Sosodarsono,1980) :

$$Q_a = 1/n Q_u = 1/n(Q_b + Q_s) \quad (2.17)$$

Dimana :

n = faktor keamanan, biasanya dipakai angka-angka dalam tabel 2.5

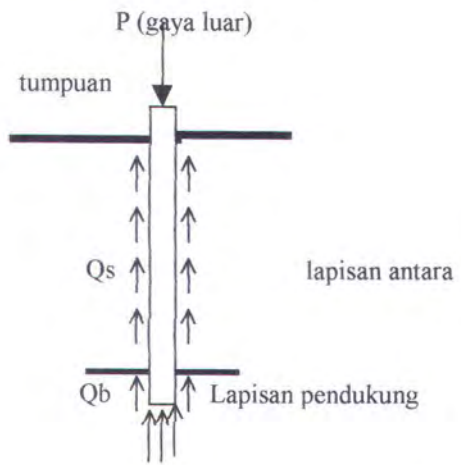
Q_u = daya dukung batas pada tanah pondasi (KN)

Q_b = daya dukung terpusat tiang (*end bearing*) (KN)

Q_s = gaya geser pada dinding tiang (KN)

Untuk memperkirakan daya dukung batas Q_u ada suatu cara di mana perkiraan dihitung berdasarkan data-data penyelidikan lapisan di bawah permukaan tanah atau penyelidikan tanah (berdasarkan rumus statika) dan suatu cara di mana perkiraan dilakukan dengan test pembebanan (*loading test*) pada tiang. Cara yang terakhir ini, yaitu dengan test pembebanan memerlukan pertimbangan biaya dan waktu, dan tidak dipakai secara luas, kecuali untuk pekerjaan konstruksi yang besar.

Dalam tugas akhir ini untuk perhitungan daya dukung tiang vertikal akan memakai metode *Schmertmann*. Perumusan *Schmertmann* ini memiliki ketelitian yang lebih bila dibandingkan dengan perumusan yang lain. Hal ini dapat dilihat dari penentuan *end bearing* dan *friction piles*-nya. Dalam menentukan *end bearing* piles *Schmertmann* mengatakan bahwa daya dukung tanah tidak hanya terletak pada ujung piles tersebut. *End bearing* yang terjadi adalah merupakan perkalian antara harga *conus* rata-rata ujung dengan luas penampang *piles*, bila data tanah berupa data sondir (Nottingham, 1975).



gambar 2.5 mekanisme daya dukung tiang

Tabel 2.5 angka faktor keamanan untuk mencari daya dukung tanah ijin

	Jembatan jalan raya		Jembatan kereta api	Konsturksi pelabuhan	
	Tiang pendukung	Tiang geser	-	Tiang pendukung	Tiang geser
Beban tetap	3	4	3	≥ 2.5	
Beban tetap + beban sementara	-	-	2	-	
Waktu gempa	2	3	1.5(1.2)	>1.5	>2

Angka dalam tanda kurung : bila beban kereta api diperhitungkan

Bila data tanah yang ada adalah hasil dari *coring* maka akan didapatkan nilai N pada tiap-tiap kedalaman tertentu. Dimana N adalah rata-rata SPT dari 4D di bawah ujung tiang sampai 8D diatas ujung tiang (Nottingham,1975).

Data SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk merencanakan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terhadap data SPT asli.

Koreksi terhadap muka air tanah

- Koreksi ini khusus digunakan untuk tanah yang berjenis ; tanah pasir halus, pasir berlanau dan pasir berlempung yang berada di bawah muka air tanah.

Dan hanya bila $N > 15$

Menurut Terzaghi dan Peck (1960) koreksi N_1 adalah

$$N_1 = 15 + 0.5 (N - 15) \quad (2.18)$$

Menurut Bazaraa dalam Nottingham (1975) koreksi N_1 adalah

$$N_1 = 0.6 N \quad (2.19)$$

Kemudian dari dua persamaan di atas, dipilih harga N_1 yang terkecil

- Untuk jenis tanah lempung, lanau dan pasir kasar dan bila $N \leq 15$

Tidak ada koreksi $N_1 = N$

Koreksi terhadap overburden pressure dari tanah

Hasil dari koreksi pertama mendapatkan N_1 , hasil ini dikoreksi lagi akibat pengaruh tekanan efektif vertikal pada lapisan tanah dimana harga N tersebut didapatkan (tekanan efektif vertikal = *overburden pressure*).

Menurut Bazaraa dalam Nottingham (1975) koreksi terhadap N_1 adalah :

$$N_2 = \frac{4N_1}{1 + 0.4P_o} \quad \text{bila } P_o \leq 7.5 \text{ ton/m}^2 \quad (2.20)$$

$$N_2 = \frac{4N_1}{3.25 + 0.1P_o} \quad \text{bila } P_o > 7.5 \text{ ton/m}^2 \quad (2.21)$$

dimana P_o adalah tekanan tanah efektif vertikal pada lapisan / kedalaman yang ditinjau.

Apabila besar P_o dalam KPa ($= \text{KN/m}^2$) maka persamaan 2.20 dan 2.21 menjadi :

$$N_2 = \frac{4N_1}{1 + 0.04P_o} \quad \text{bila } P_o \leq 7.5 \text{ KN/m}^2 \quad (2.22)$$

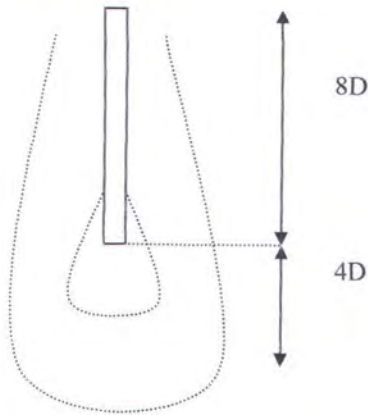
$$N_2 = \frac{4N_1}{3.25 + 0.01P_o} \quad \text{bila } P_o > 7.5 \text{ KN/m}^2 \quad (2.23)$$

Kemudian harga N_2 harus $\leq 2N_1$, bila hal ini tidak terpenuhi. Artinya $N_2 > 2N_1$ harga N_2 diambil $N_2 = N_1$. Harga N terakhir ini kemudian menjadi harga N design.

Untuk mendapatkan nilai hambatan lekat tanah terhadap tiang adalah dengan :

$$C_{li} = f_{si} = N_i/2 \text{ (ton /m}^2\text{) untuk tanah lempung lanau} \quad (2.24)$$

$$C_{li} = f_{si} = N_i/5 \text{ (ton/ m}^2\text{) untuk tanah pasir} \quad (2.25)$$



gambar 2.6 Daerah pengaruh bidang keruntuhan

Rumus yang diberikan *Schemertmann* (Nottingham,1975) :

$$Q = 40 N_3 \cdot A_b + \left\{ \sum_{li=0}^{li=8D} \left(\frac{li}{8D} f_{si} \cdot o_i \right) + \sum_{8D}^L (f_{si} \cdot o_i) \right\} \quad (2.26)$$

Dimana :

N_3 = harga rata-rata N_2 untuk 4 D dibawah ujung *pile* sampai 8D di atas ujung tiang

O_i = keliling tiang untuk kedalaman l_i (m)

L = total panjang tiang pancang yang terbenam dalam tanah (m)

2.3.2 Daya Dukung Tanah Terhadap Beban Lateral

Tiang yang diperhitungkan akan menerima gaya horisontal hendaknya direncanakan sehingga baik tegangan-tegangan maupun perpindahan-perpindahan ujung atas (kepala tiang) tidak akan melebihi ketentuan- ketentuan yang diijinkan (Sardjono,1991).

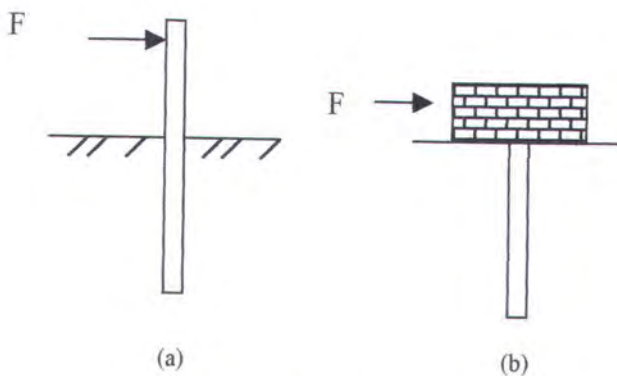
Perbedaan yang mendasar antara kapasitas ultimat antara pile karena gaya tekan vertikal dan kapasitas ultimat karena gaya lateral adalah kekuatan pada tiang-tanah. Untuk *pile* yang dikenai gaya tekan padanya ditentukan oleh kekuatan tanahnya, sedangkan untuk *pile* karena gaya lateral dapat ataupun tidak dapat ditentukan oleh kekuatan tanahnya. Momen bending yang terjadi pada pile dapat memperbesar momen yeild dan konsekwensinya mode kegagalan ditentukan oleh kapasitas struktur pile. Dengan alasan ini gaya lateral pada piles dapat dibedakan menjadi dua yaitu *rigid piles* dan *flexible piles*.

Pile dikatakan *rigid* apabila kegagalan tanah terjadi sebelum kegagalan *piles*. Sedangkan untuk pile yang *flexible* kegagalan pile akan terjadi lebih dahulu daripada kegagalan tanah. Dengan kata lain *rigid pile* ditentukan oleh kekuatan tanahnya dan *flexible pile* ditentukan oleh momen yeild strukturnya.

Menurut Cheung dan Kulhawy (1981), apakah *pile* akan berperilaku sebagai *rigid* atau *flexible* tergantung dari :

- Kekuatan relatif antara *pile* dan tanah
- Panjang *pile* & kedalaman penetrasi

Menurut Cheung dan Kulhawy (1981) gaya lateral pada *pile* diklasifikasikan menjadi *free headed* atau *restrained piles*. *Free headed pile* adalah keadaan bebas untuk berotasi pada ujung *pile* dan *restrained pile* adalah keadaan tetap dalam menahan rotasi di permukaan tanah.



gambar 2.7 a. freeheaded piles

b. restrained piles

Untuk *piles* yang mempunyai bagian yang muncul diatas permukaan tanah dan dijepit dibagian ujung atasnya, dapat diperlakukan sebagai *free headed* dengan beban yang bekerja padanya, dengan jarak e atas permukaan tanah.

Dimana e adalah:

$$e = 0.5(L_u - L_s) \quad (2.27)$$

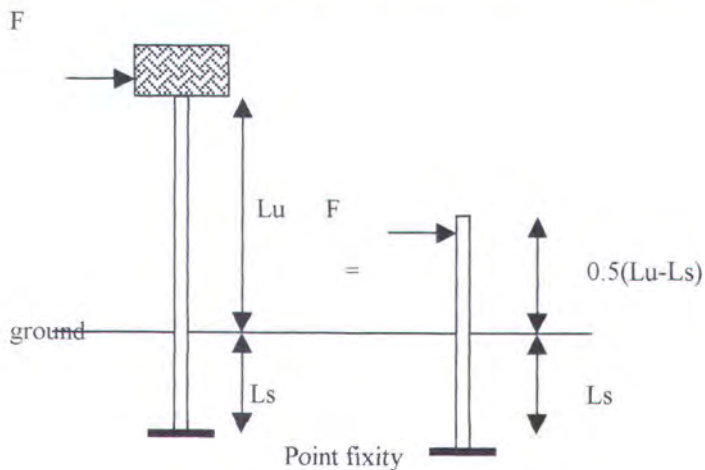
dimana : e = jarak beban lateral di atas permukaan tanah (m)

L_u = panjang tiang yang muncul dipermukaan tanah (m)

L_s = panjang tiang dari permukaan tanah sampai titik tetap (m)

F = gaya yang bekerja pada *piles*

Kondisi yang diilustrasikan terakhir tersebut di atas yang sesuai dengan keadaan struktur dermaga yang akan dianalisa dalam tugas akhir ini.



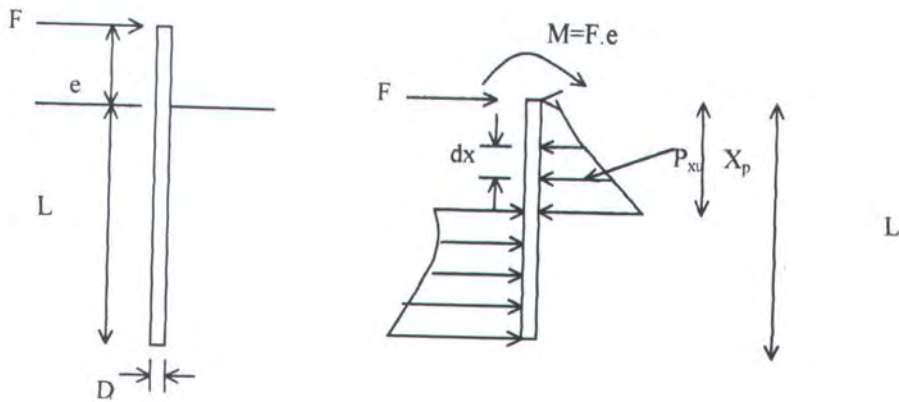
Gambar 2.8 restrained pile yang diubah menjadi free headed piles

Perumusan *Broms* digunakan untuk mencari daya dukung tiang pancang terhadap beban lateral. Keuntungan yang dapat diambil dari metode ini adalah yang pertama dapat digunakan untuk *piles* yang panjang dan pendek. Kedua dapat diaplikasikan pada tanah berjenis kohesive dan tidak kohesive. Yang terakhir adalah dapat digunakan pada tiang pancang yang ujungnya bebas dan tidak bebas. (Prakash, 1990)

Gaya tahanan tanah ultimate terhadap beban lateral

Gambar di bawah ini menunjukkan mekanisme dari gaya tahanan tanah yang terjadi untuk menahan kombinasi dari gaya lateral F dan momen yang bekerja M pada ujung tiang pancang *Free Head Pile*. Gaya tahan lateral ultimate

F_u dan Momen M_u dapat mempunyai hubungan terhadap gaya tahan tanah dengan persamaan sebagai berikut :



Gambar 2.9 mekanisme gaya tahan tanah lateral dalam menahan beban lateral

$$\sum f_y = 0$$

$$F_u - \int_{x=0}^{x=x_p} P_{xu} \cdot D dx + \int_{x=x_p}^{x=L} P_{xu} \cdot D dx = 0 \quad (2.28)$$

$$\sum M = 0$$

$$F_u \cdot e + \int_{x=0}^{x=x_p} P_{xu} \cdot D \cdot x dx - \int_{x=x_p}^{x=L} P_{xu} \cdot D \cdot x dx = 0 \quad (2.29)$$

dimana

- e = jarak beban horisontal terhadap permukaan tanah (m)
- F = gaya lateral yang bekerja pada tiang pancang (KN)
- L = panjang tiang pancang yang tertanam di dalam tanah (m)
- D = diameter tiang pancang (m)
- M = momen yang terjadi pada ujung tiang pancang (KN.m)
- X_p = kedalaman titik rotasi tiang pancang (m)

P_{xu} = tekanan tanah lateral pada kedalaman tertentu (KN/m^2)

dx = pias tiang pancang yang ditinjau (m)

Jika distribusi gaya tahan tanah P_{xu} dan kedalaman x diketahui maka X_p dan F_u dapat diketahui nilainya.

Asumsi-asumsi yang digunakan dalam Metode Broms menurut Prakash (1990) :

- tanah baik itu kohesive ($\phi=0$) maupun non kohesive ($c=0$), piles dalam tiap tipe tanah akan dianalisa secara terpisah
- pile dapat berperilaku *Short-rigid* ataupun *Long flexibel piles*. Kriteria untuk short rigid adalah $L/T \leq 2$ atau $L/R \leq 2$, sedangkan untuk *Long fleksible pile* $L/T \geq 4$ atau $L/R \geq 3.5$

$$T = \left(\frac{EI}{nh} \right)^{1/5} \quad (2.30)$$

$$R = \left(\frac{EI}{KD} \right)^{1/4} \quad (2.31)$$

Dimana :

E = modulus elastisitas material (KN/m^2)

I = moment inersia (m^4)

$K = k/1.5$

nh = koefisien modulus tanah



Tabel 2.6 nilai dari k_1 untuk tanah lempung

Consistency	Stiff	Very Stiff	Hard
Undrained cohesion (C_u)			
KN/m ²	100-200	200-400	>400
Tons/ft ²	1-2	2-4	>4
Range of k_1			
MN/m ³	18-36	36-72	>72
Tons/ft ²	50-100	100-200	>200
Recommended k_1			
MN/m ³	27	54	>108
Tons/ft ²	75	150	>300

- *Free head short pile* akan berotasi pada titik pusat rotasi sedangkan *Fixed head pile* akan bergerak lateral secara translasi. Mode deformasi dari tiang pancang panjang berbeda dengan yang pendek karena rotasi dan translasi dari tiang panjang tidak dapat terjadi pada gaya tahan tanah pasif yang sangat tinggi pada bagian tiang pancang yang dalam. Oleh sebab itu ada perbedaan metode yang digunakan pada tiang pancang pendek dan panjang.
- Distribusi dari gaya tahan tanah ultimat pada tiang untuk perbedaan dan kondisi terlihat pada gambar 2.10 dan 2.11

Metode *Broms* untuk tanah kohesiv

Free-Head (unrestrained) piles

- ❖ *Short Piles* ($L/R \leq 2$). Gambar 2.10 (a) dan (c) memperlihatkan model kegagalan dan distribusi dari reaksi tanah ultimat dan momen untuk *short free-head piles* di tanah kohesiv. Tidak seperti pada tiang pancang panjang yang kapasitas lateral tergantung pada momen yield dari tiang, untuk kapasitas

lateral tiang pendek tergantung pada gaya tahanan tanah. Momen yang terjadi adalah :

$$M_{max} = F_u(e + 1.5D + 0.5X_o) \quad (2.32)$$

Panjang $(L - X_o)$ dari pile yang menerima momen bending mempunyai persamaan sebagai berikut :

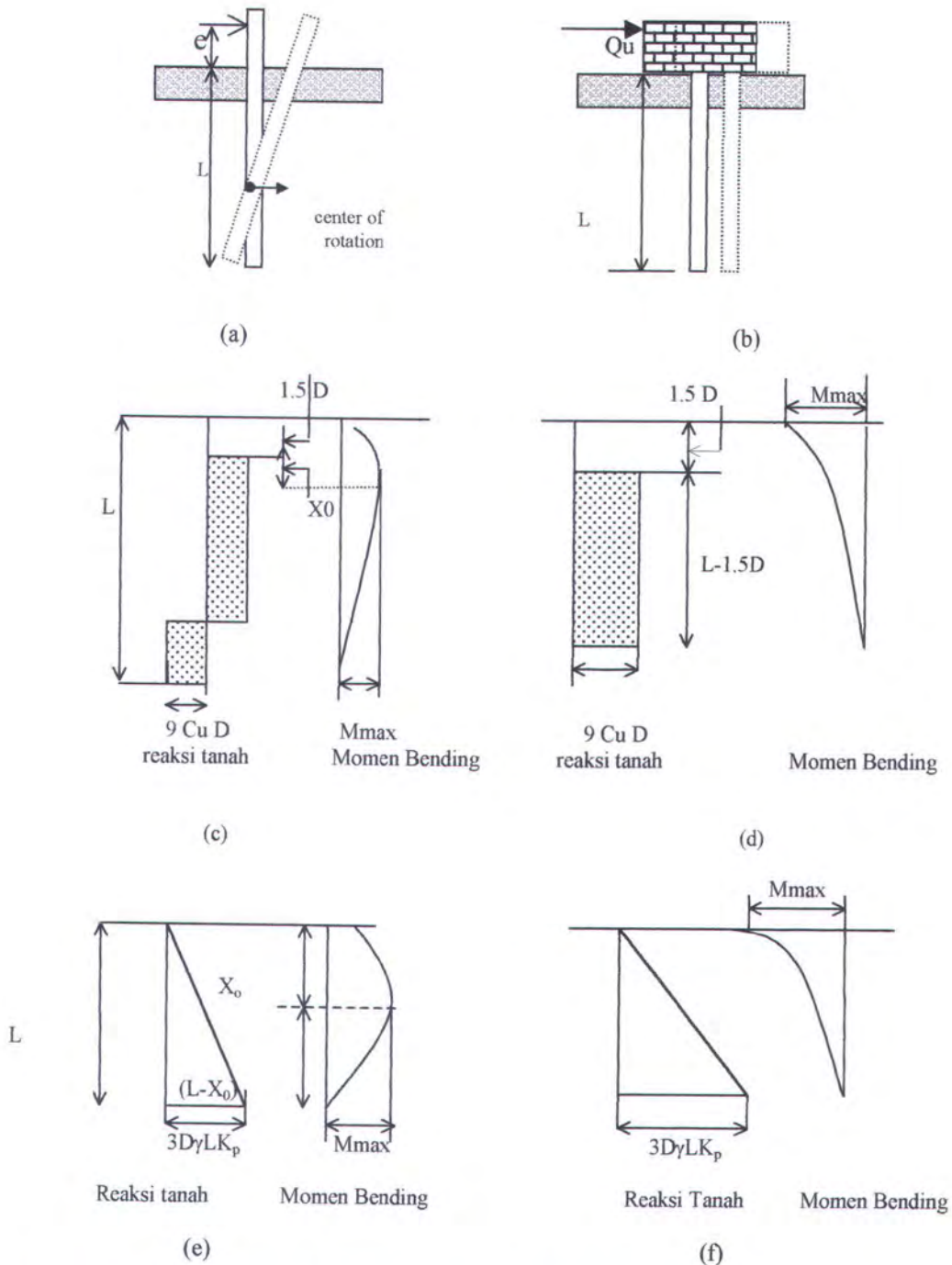
$$M_{max} = 2.25Dc_u(L - X_o)^2 \quad (2.33)$$

Dimana

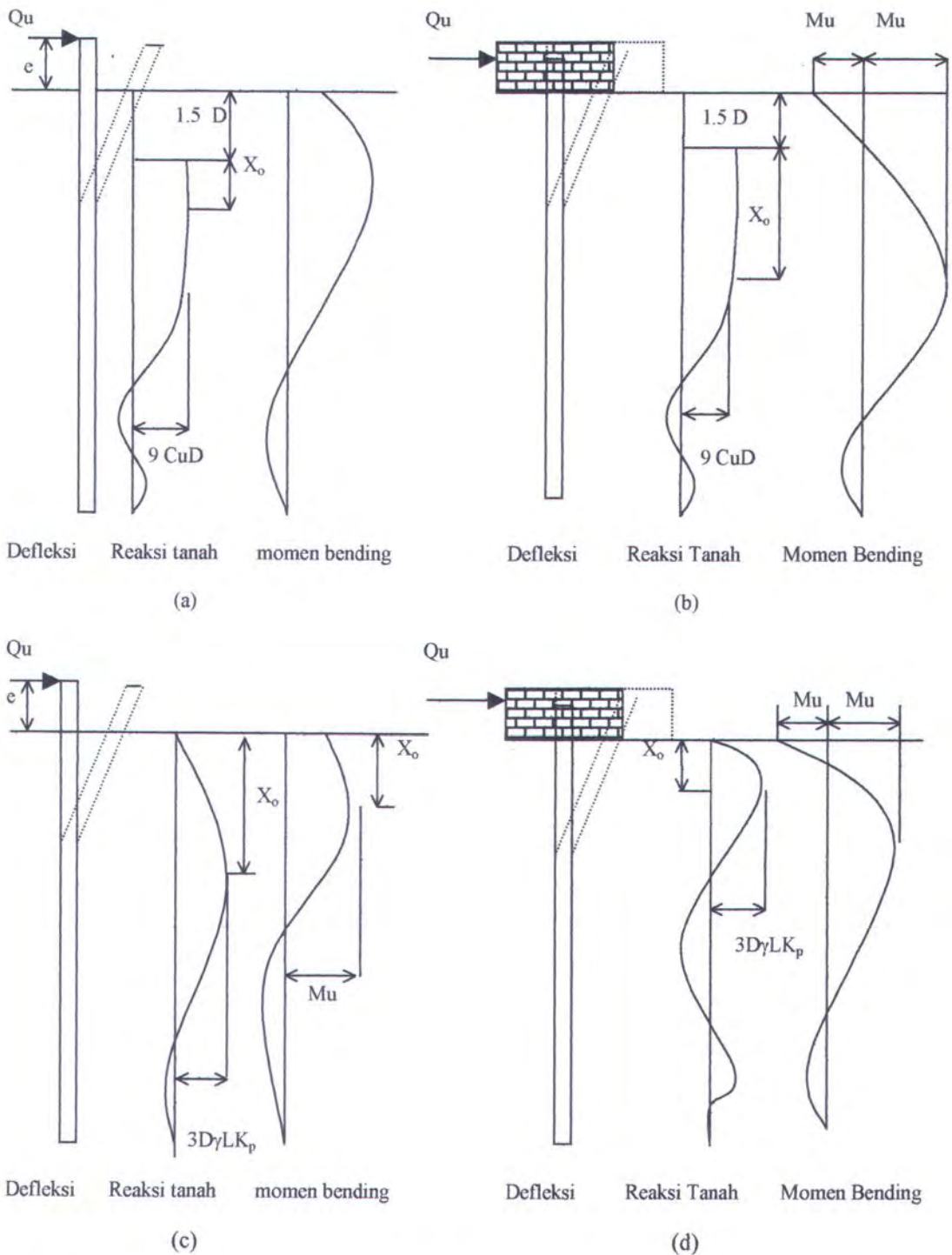
$$X_o = (q_u / 9C_u D) \quad (2.34)$$

Persamaan (2.33) dan (2.34) akan mendapatkan nilai F_u . Dengan melihat pada grafik 2.1a. L/D Vs e/D maka diperoleh nilai $F_u/C_u D^2$.

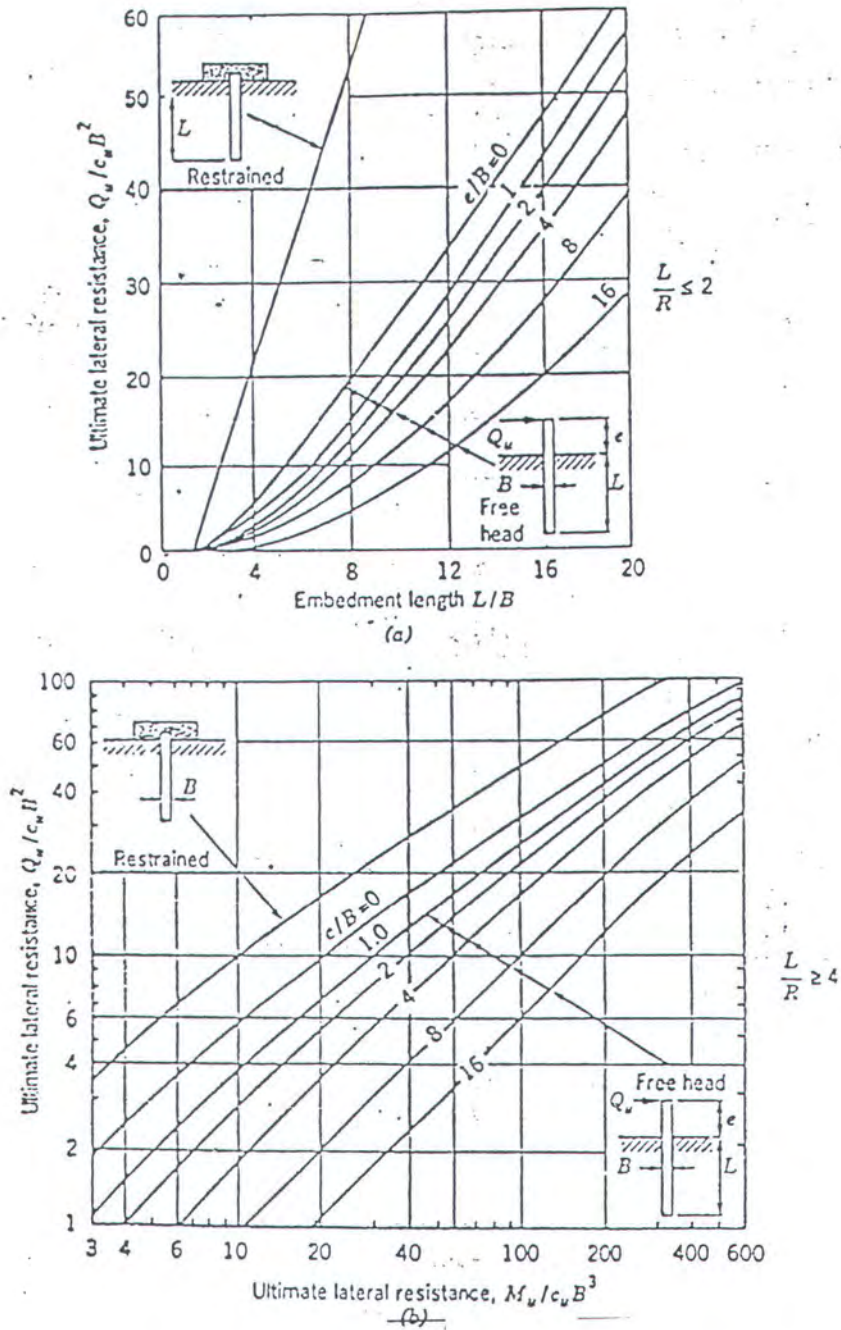
❖ *Long Piles* ($L/R \geq 3.5$) pada gambar 2.11a memperlihatkan model kegagalan yang mungkin terjadi, distribusi reaksi ultimat tanah dan momen untuk tiang panjang pada tanah kohesiv. Persamaan (2.32) dan (2.34) dapat digunakan, hasilnya dapat dilihat pada grafik 2.1b Untuk nilai $M_u/C_u B^3$ yang diketahui maka dari grafik tersebut akan didapatkan nilai $F_u/C_u B^2$, sehingga nilai F_u dapat diketahui.



gambar 2.10 gerakan rotasi dan translasi serta daya dukung tanah lateral untuk tiang pancang pendek. Deformasi model : (a) ujung bebas, (b) ujung tetap. Reaksi tanah dan momen bending di tanah kohesiv ditunjukkan pada (c) ujung bebas dan (d) ujung tetap. Reaksi tanah dan momen bending di tanah tak kohesiv ditunjukkan pada (e) ujung bebas dan (f) ujung tetap.



Gambar 2.11 gerakan rotasi dan translasi serta daya dukung tanah lateral untuk tiang pancang panjang. Reaksi tanah dan momen bending di tanah kohesiv ditunjukkan pada (a) ujung bebas dan (b) ujung tetap. Reaksi tanah dan momen bending di tanah tak kohesiv ditunjukkan pada (c) ujung bebas dan (d) ujung tetap.



Grafik 2.1 gaya ultimate lateral untuk tiang pancang panjang dan pendek pada tanah kohesiv (a) tiang pancang pendek, (b) tiang pancang panjang (Broms, 1964a)

Dan Kami tidak menciptakan langit dan bumi dan apa yang ada antara keduanya tanpa hikmah. Yang demikian itu adalah anggapan orang-orang kafir, maka celakalah orang-orang kafir itu karena mereka akan masuk neraka.

(Shaad : 27)

BAB III

ANALISA BEBAN-BEBAN YANG BEKERJA PADA TIANG PANCANG

BAB III

ANALISA BEBAN-BEBAN YANG BEKERJA

PADA TIANG PANCANG

Perhitungan beban-beban yang bekerja pada tiang pancang dermaga dikelompokkan menjadi dua, yaitu beban-beban yang bekerja secara lateral dan vertikal.

Beban yang mengenai tiang pancang dengan arah lateral sebagian besar disebabkan oleh beban lingkungan yang bekerja padanya, seperti misalnya ; beban gelombang, arus, angin dan gempa. Beban-beban ini merupakan beban dinamik, yaitu beban yang selalu berubah menurut waktunya. Akan tetapi untuk memudahkan dalam analisa beban tersebut, diambil arah dan besar yang lebih mendominasi. Kemudian beban lateral yang juga bekerja pada tiang pancang dermaga yang tidak disebabkan oleh kondisi lingkungan adalah beban akibat tumbukan kapal yang berlabuh di dermaga tersebut.

Beban yang bekerja pada tiang secara vertikal adalah beban struktur itu sendiri dan beban hidup yang meliputi beban peti kemas, beban crane, beban truk peti kemas dan lain-lain.

Kegunaan tiang pancang adalah untuk menyalurkan beban ke lapisan tanah keras. Kapasitas daya dukung tanah dalam menerima beban tergantung dari karakteristik tanah tersebut. Untuk mengetahui karakteristik lapisan tanah harus

diadakan penyelidikan terhadap contoh tanahnya. Penyelidikan ini dapat dilakukan di lapangan atau di laboratorium. Dari penyelidikan contoh tanah tersebut didapatkan parameter-parameter tanah yang dapat digunakan untuk menghitung daya dukung tanah. Analisa yang dilakukan dengan menggunakan parameter-parameter tanah tersebut, dinamakan analisa dengan cara statis. Adapun untuk perhitungan daya dukung tanah dengan cara dinamis adalah dengan sistem kalendering. Yang dimaksud dengan sistem kalendering adalah dengan melakukan pencatatan ketika dilakukan pemancangan tiang, dari pencatatan tersebut dapat dilakukan analisa kapasitas daya dukung masing-masing tiang untuk gaya aksial.

Berikut ini akan dilakukan analisa-analisa terhadap beban yang bekerja pada tiang pancang.

3.1. Perhitungan Beban Yang Bekerja pada Tiang Pancang dengan Arah Lateral

3.1.1 Gaya Gelombang

Akibat gelombang yang mengenai *pile* akan menghasilkan gaya lateral dan momen pada struktur. Gelombang yang ada di dekat pantai memiliki sifat-sifat sebagai gelombang dangkal. Untuk itu dapat didekati dengan teori gelombang *Small Wave Amplitude*. Teori ini mempunyai anggapan bahwa semua gerakan-gerakannya kecil, karena itu sering disebut juga dengan teori gelombang linier.

Kemudian untuk menghitung gaya yang bekerja pada tiang akibat gelombang dapat dihitung dengan persamaan *Morison*. Data yang diperoleh dari lapangan memberikan sifat gelombang linier dikedalaman transisi, sehingga persamaan kecepatan gelombangnya adalah :

$$u = \frac{H}{2} \frac{gT}{L} \frac{\cosh(ks)}{\cosh(kd)} \cos \theta \quad (3.1)$$

$$\frac{\delta u}{\delta t} = \frac{g\pi H}{L} \frac{\cosh(ks)}{\cosh(kd)} \sin \theta \quad (3.2)$$

dimana

u = kecepatan partikel air dengan arah horisontal (m/dt)

$\frac{\delta u}{\delta t}$ = percepatan partikel air dengan arah horisontal (m/dt²)

H = tinggi gelombang (m)

L = panjang gelombang (m)

T = periode gelombang (dt)

k = $2\pi/L$

s = $d + z$ (m)

z = kedalaman titik AFL (m)

= $4D$

θ = sudut fase gelombang

$|u| \cdot u$ = $8/3 \pi U_{\max}$

Data-data gelombang hasil survey dari PT Pelindo III yang ada di sekitar dermaga peti kemas adalah

$$H = 1.2 \text{ m}$$

$$T = 3.8 \text{ dt}$$

$$L = 25 \text{ m}$$

$$k = 0.2512$$

Untuk mendapatkan nilai koefisien drag (C_d) dan koefisien inersia (C_m) berdasarkan angka Re , dimana Re didapatkan dengan persamaan (2.4)

$$Re = 1.1058 \times 10^6 \quad \text{untuk } D=1,117$$

$$Re = 3.809 \times 10^6 \quad \text{untuk } D=0,711$$

Sehingga dari CERC dan grafik didapatkan :

$$C_d = 0.7$$

$$C_m = 1.5$$

Untuk mendapatkan nilai dari sudut fase maksimum(θ) dapat dicari dengan menurunkan persamaan (2.1) terhadap (θ). Kemudian didapatkan nilai (θ) sama dengan 25.3° , dan digunakan untuk menghitung gaya gelombang yaitu dengan mensubstitusikan persamaan (3,1),(3,2),(2,2) dan (2,3)

$$F_d = \int_0^s C_d \cdot \frac{\rho}{2} D \frac{8}{3\pi} \left(\frac{HgT}{2L} \right)^2 \frac{\cosh^2(ks)}{\cosh^2(kd)} \cos \theta \quad (3.3)$$

$$F_i = \int_0^s C_m \cdot \frac{\pi \rho D^2}{4} \frac{g\pi H}{L} \frac{\cosh(ks)}{\cosh(kd)} \sin \theta \quad (3.4)$$

Gaya gelombang yang bekerja tidak di hitung dari dasar laut, namun bekerja mulai dari 4 D dari dasar laut. Dengan demikian panjang pile yang dianalisa 14.968 m untuk $D=1.117$ m dan 13.344 m untuk $D=0.711$ m. Dengan menggunakan aturan simpson untuk mendapatkan nilai integrasi dari persamaan (3.3) dan (3.4).



Dari tabel 3.1 untuk tiang dengan D=1.117 m dapat dihitung :

$$\begin{aligned} \text{Gaya total} &= 1/3 \times h \times \sum 1 \\ &= 26.3 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen total} &= 1/3 \times h \times \sum 2 \\ &= 294 \text{ N m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Titik tangkap} &= \frac{\sum 2}{\sum 1} \\ &= 11.2 \text{ m dari titik acuan} \end{aligned}$$

Tabel 3.1 perhitungan beban gelombang dengan aturan simpson untuk tiang pancang dengan D=1.117m

S	FI	FD	FT	FL	FL x FT	FL x FT x s
0	0.15246	0.15247	0.30492555	1	0.30493	0
0.75	0.15517	0.15518	0.31035317	4	1.24141	0.93106
1.5	0.16341	0.16342	0.32682927	2	0.65366	0.980488
2.25	0.17747	0.17747	0.35494038	4	1.41976	3.194463
3	0.19784	0.19785	0.39568726	2	0.79137	2.374124
3.75	0.22526	0.22527	0.45052047	4	1.80208	6.757807
4.5	0.26069	0.2607	0.52139206	2	1.04278	4.692529
5.25	0.30541	0.30542	0.61082503	4	2.4433	12.82733
6	0.36099	0.36101	0.72200318	2	1.44401	8.664038
6.75	0.42943	0.42945	0.85888441	4	3.43554	23.18988
7.5	0.51316	0.51318	1.02634164	2	2.05268	15.39512
8.25	0.61516	0.61518	1.2303363	4	4.92135	40.6011
9	0.73905	0.73908	1.47813052	2	2.95626	26.60635
9.75	0.88925	0.88929	1.77854571	4	7.11418	69.36328
10.5	1.07112	1.07116	2.14227655	2	4.28455	44.98781
11.25	1.29111	1.29116	2.58227173	4	10.3291	116.2022
12	1.55706	1.55713	3.11419494	2	6.22839	74.74068
12.75	1.87845	1.87853	3.75698247	4	15.0279	191.6061
13.5	2.26671	2.26681	4.53351735	2	9.06703	122.405
14.25	2.73566	2.73578	5.47144396	4	21.8858	311.8723
15	3.30201	3.30215	6.60415219	1	6.60415	99.06228
					$\sum 1 = 105.05$	$\sum 2 = 1176.454$

Hasil integrasi gaya gelombang dengan menggunakan aturan simpson untuk pile dengan diameter 0.711 m dapat ditunjukkan pada tabel 3.2 di bawah ini.

Dari tabel 3.2 didapatkan

$$\begin{aligned}\text{Gaya total} &= 1/3 \times h \times \sum 1 \\ &= 9.17 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen total} &= 1/3 \times h \times \sum 2 \\ &= 89.6 \text{ N m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Titik tangkap} &= \frac{\sum 2}{\sum 1} \\ &= 9.7788 \text{ m dari titik acuan}\end{aligned}$$

Tabel 3.2 perhitungan beban gelombang dengan aturan simpson untuk tiang pancang dengan D=0.711 m

S	FI	FD	FT	FL	FL x FT	FL x FT x s
0	0.0776356	0.0776389	0.155275	1	0.155275	0
0.75	0.0790176	0.0790208	0.158038	4	0.632154	0.4741152
1.5	0.0832125	0.0832159	0.166428	2	0.332857	0.4992851
2.25	0.0903697	0.0903734	0.180743	4	0.722973	1.6266882
3	0.1007441	0.1007482	0.201492	2	0.402985	1.2089538
3.75	0.1147049	0.1147097	0.229415	4	0.917658	3.441218
4.5	0.1327492	0.1327547	0.265504	2	0.531008	2.3895346
5.25	0.1555193	0.1555257	0.311045	4	1.24418	6.5319451
6	0.1838258	0.1838335	0.367659	2	0.735319	4.4119112
6.75	0.2186765	0.2186856	0.437362	4	1.749448	11.808776
7.5	0.261312	0.2613228	0.522635	2	1.04527	7.8395225
8.25	0.3132501	0.3132631	0.626513	4	2.506053	20.674936
9	0.3763398	0.3763555	0.752695	2	1.505391	13.548515
9.75	0.4528271	0.4528459	0.905673	4	3.622692	35.321248
10.5	0.5454349	0.5454576	1.090892	2	2.181785	22.908741
11.25	0.65746	0.6574873	1.314947	4	5.259789	59.172628
12	0.7928904	0.7929234	1.585814	2	3.171628	38.059531
12.75	0.9565475	0.9565873	1.913135	4	7.652539	97.569874
13.5	1.1542574	1.1543054	2.308563	1	2.308563	31.165597
					$\sum 1 = 36.6776$	$\sum 2 = 358.$

Dalam design beban-beban yang bekerja pada struktur baik itu beban mati, beban hidup, beban tumbukan ataupun tarikan kapal yang bekerja selama umur struktur harus dikalikan dengan faktor beban ketidak pastian sehingga memberikan beban design.

$$\text{Beban design} = \text{beban} \times \gamma_f$$

Dimana γ_f = beban ketidak pastian

nilai dari γ_f dapat dilihat pada tabel dibawah ini

Tabel 3.3 faktor beban keditakpastian dengan kombinasi beban (Seward,1994)

Kombinasi beban	Mati	Imposed	Wind
Dead and imposed	1.4 or 1.0	1.6	-
Dead and wind	1.4 or 1.0	-	1.4
Dead and imposed and wind	1.2	1.2	1.2

Sehingga beban gelombang design untuk $D=1.117$ m dan $D=0.711$ m dengan beban ketidakpastian sebesar 1.4 didapatkan $F1=36.82$ N dan 12.838 N.

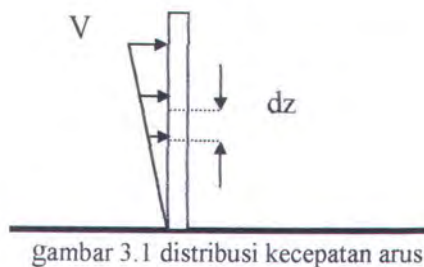
Arah gelombang yang mengenai tiang pancang lebih dominan ke arah Timur Laut sedangkan struktur dermaga mengarah ke Barat Laut. Sehingga gaya gelombang yang mengenai struktur membentuk sudut 90^0 .

3.1.2 Gaya Arus

Besarnya gaya arus yang mengenai tiang merupakan gaya persatuan panjang dan merupakan fungsi dari kecepatan dan kedalaman. Hal ini sesuai dengan

persamaan (2.5). Sehingga dengan demikian setiap kedalaman yang berbeda akan memberikan kecepatan yang berbeda dan hasil yang diberikan dari dua masukan tadi akan memberikaan gaya yang berbeda.

Dari data yang diperoleh adalah kecepatan pada permukaan laut dan dasar laut, untuk itu diambil anggapan bahwa perubahan kecepatan arus tersebut linier terhadap kedalaman. Sehingga didapatkan persamaan linier untuk gaya arus.



gambar 3.1 distribusi kecepatan arus

dimana :

V = kecepatan arus (m/dt)

dz = pias tiang pancang yang ditinjau (m)

Data arus diperoleh dari Perumpel Pelindo III Tanjung Perak Surabaya bekerja sama dengan konsultan ITS 1996. Data survey menunjukkan kecepatan arus dipermukaan sebesar 1.2 m/dt dan di dasar laut sebesar 0. Bila dimisalkan perubahan kecepatan adalah linier, maka persamaan kecepatan arus adalah :

$$\frac{V}{Z} = \frac{1.2}{10.5} \quad (3.5)$$

Dengan memasukan persamaan (3.5) ke dalam persamaan (2.5) akan didapatkan persamaan :

$$d = 0.5Cd\rho\left(\frac{1.2Z}{10.5}\right)^2 A \quad (3.6)$$

$$Fd = 0.5Cd\rho\left(\frac{1.2Z}{10.5}\right)^2 Ddz \quad (3.7)$$

$$\int Fd = 0.5Cd\rho D \int_0^{\bar{z}} \left(\frac{1.2Z}{10.5}\right)^2 dz \quad (3.8)$$

Hasil integrasi dari persamaan (3.8) didekati dengan rumus simpson menghasilkan perhitungan seperti pada tabel di bawah ini :

Untuk $D=1.117$ lihat tabel 3.4

$h= 0.75$

Dengan demikian didapat

$$\begin{aligned} \text{Gaya total} &= 1/3 \, d \sum 1 \\ &= 1.451 \, \text{N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen total} &= 1/3 \, d \sum 2 \\ &= 11.426 \, \text{N.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Titik tangkap} &= \sum 2 / \sum 1 \\ &= 7.875 \, \text{m dari dasar laut} \end{aligned}$$

Untuk $D=0.711$ m lihat tabel 3.5 didapatkan :

$$\begin{aligned} \text{Gaya total} &= 1/3 \, h \sum 1 \\ &= 0.92241 \, \text{N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen total} &= 1/3 \, h \sum 2 \\ &= 7.26265 \, \text{N.m} \end{aligned}$$

$$\text{Titik tangkap} = \sum 2 / \sum 1$$

=7.875 m dari dasar laut

Tabel 3.4 Perhitungan gaya arus dengan aturan simpson untuk tiang pancang dengan $D=1.117\text{m}$

Z	fd	FL	Fd*FL	fd*FL*z
0	0	1	0	0
0.75	0.002115	4	0.00846	0.006345
1.5	0.00846	2	0.01692	0.02538
2.25	0.019035	4	0.07614	0.171315
3	0.03384	2	0.06768	0.20304
3.75	0.052875	4	0.2115	0.793125
4.5	0.07614	2	0.15228	0.68526
5.25	0.103635	4	0.41454	2.176335
6	0.13536	2	0.27072	1.62432
6.75	0.171315	4	0.68526	4.625505
7.5	0.2115	2	0.423	3.1725
8.25	0.255915	4	1.02366	8.445195
9	0.30456	2	0.60912	5.48208
9.75	0.357435	4	1.42974	13.93997
10.5	0.41454	1	0.41454	4.35267
			$\sum 1 = 5.80356$	$\sum 2 = 45.703$

Tabel 3.5. perhitungan gaya arus dengan aturan simpson untuk tiang pancang dengan $D=0.711\text{m}$

Z	Fd	FL	Fd*FL	fd*FL*z
0	0	1	0	0
0.75	0.001344	4	0.005378	0.004033
1.5	0.005378	2	0.010755	0.016133
2.25	0.012099	4	0.048398	0.108894
3	0.02151	2	0.04302	0.12906
3.75	0.033609	4	0.134438	0.504141
4.5	0.048398	2	0.096795	0.435578
5.25	0.065874	4	0.263498	1.383362
6	0.08604	2	0.17208	1.03248
6.75	0.108894	4	0.435578	2.940148
7.5	0.134438	2	0.268875	2.016563
8.25	0.162669	4	0.650678	5.368089
9	0.19359	2	0.38718	3.48462
9.75	0.227199	4	0.908798	8.860776
10.5	0.263498	1	0.263498	2.766724
			$\sum 1 = 3.688965$	$\sum 2 = 29.051$

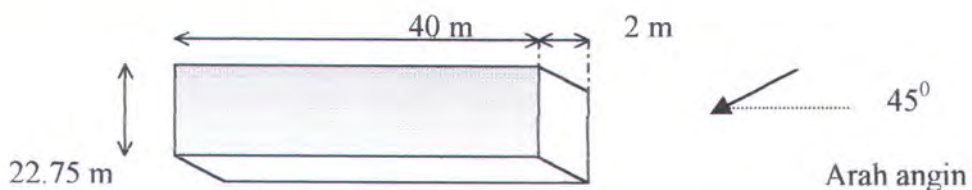
3.1.3 Gaya Angin

Gaya angin yang bekerja pada struktur bila dibandingkan dengan gaya totalnya akan sangat kecil, hal ini disebabkan gaya angin hanya bekerja pada bagian struktur yang tidak terendam air.

Dalam analisa ini gaya angin yang dihasilkan adalah nilai gaya yang bekerja pada struktur secara total, baik gaya angin yang bekerja pada cap struktur ataupun gaya disemua bagian tiang pancang yang tidak tercelup air.

Data angin Angin diperoleh dari PT Pelindo III, diukur pada elevasi 3 m dari permukaan tanah. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat di lampiran B1. Dari survey didapat kecepatan angin 1.25 m/dt dengan arah dominan Timur. Kemudian untuk nilai K dan C_{oo} didapat dari tabel (2.1) dan (2.2) masing-masing sebesar 0.62 dan 0.7.

Gaya yang bekerja pada cap struktur



gambar 3.2 arah angin yang bekerja pada cap struktur

Dengan memasukkan data-data lingkungan dan data struktur kedalam persamaan (2.6) didapatkan :

$$F_w = 28.453 \text{ N}$$

$$F_{w\text{design}} = 1.4 \times 28.453 \text{ N}$$

$$= 39.834 \text{ N}$$

Untuk gaya yang bekerja pada tiang pancang terjadi dua penyebab gaya adalah gaya angin yang disebabkan oleh efek *solidifikasi* dan karena efek *sheilding*. Gaya angin yang bekerja pada tiang pancang akibat efek solidifikasi.

Untuk lebih jelasnya gambar struktur dapat dilihat dalam lampiran B1.

Dari gambar didapatkan bahwa luasan proyeksi yang dilingkupi oleh rangka struktur terluar adalah $A_{sol}=52.325 \text{ m}^2$. Kemudian luasan proyeksi rangka struktur terhadap terhadap arah angin adalah $A=105.8 \text{ m}^2$. Kemudian dari tabel 2.3 didapatkan nilai ϕ dan C_e , yang masing-masing adalah 0.2 dan 0.8 .

Sedangkan nilai Re adalah

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad (3.9)$$

V = kecepatan angin (m/dt)

D = diameter silinder(m)

ν = kekentalan kinematis udara ($=1.46 \cdot 10^{-5}$)

dari persamaan (3.9) didapatkan $Re=1.9 \times 10^6$

Dengan memasukkan nilai-nilai tersebut di atas ke dalam persamaan (2.7) didapatkan

$$F_{wsd} = 4.567 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} F_{wsd \text{ design}} &= 1.4 \times 4.567 \\ &= 6.394 \text{ N} \end{aligned}$$

Untuk seluruh tiang pancang.

Kemudian untuk gaya angin akibat efek sheilding didapat dari persamaan (2.8)

$$\begin{aligned} F_{wsl} &= 4.50 \text{ N} \\ F_{wsl\text{design}} &= 1.4 \times 4.50 \\ &= 6.30 \text{ N} \end{aligned}$$

3.1.4 Gaya Tumbukan Kapal

Energi yang ditimbulkan kapal hampir semuanya diserap oleh sistem fender, sehingga displasmen pada dermaga itu biasanya sangat kecil dan dapat diabaikan (Gaythwaite, 1990). Berikut adalah tabel dari kriteria kapal yang akan beroperasi di Dermaga Peti Kemas Antar Pulau Surabaya

Tabel 3.6 kriteria kapal yang akan beroperasi di Dermaga Peti Kemas Surabaya

Karateristik Kapal	Akan Datang (max)	Sekarang	
		Max	Min
DWT (Ton)	15.000	15.000	15.000
Displasmen (Ton)	19.950	19.950	19.950
L (m)	160	110	72
B (m)	23	16	13
T (m)	9.3	6.625	4.1
V (m/dt)	0.2	0.2	0.2
Ce	0.5	0.5	0.5
Cc	1	1	1
Cs	1	1	1
Cm	1.56	1.196	1.05

Dari kriteria tersebut diatas didapatkan energi yang diserap fender dengan mensubstitusikan nilai –nilai tersebut diatas ke persamaan (2.11)

Tabel 3.7 Besarnya energi yang disebabkan oleh tumbukan kapal

Karateristik Kapal	Akan Datang (max)	Sekarang	
		Max	Min
E (ton –m)	31.724	24.322	21.353

Kemudian dari jenis Fender yang digunakan (dapat dilihat di lampiran B2) mempunyai luas penampang 6.3 m^2 . Didapatkan gaya persatuan luas yang bekerja di fender sebesar

Tabel 3.8 Gaya tumbukan kapal pada Fender

Karateristik Kapal	Akan Datang (max)	Sekarang	
		Max	Min
F (ton/m)	5.035	3.86	3.389

Dengan demikian besar beban tumbukan yang bekerja pada fender adalah 49.393 N/m. Bila disajikan dalam bentuk beban terpusat per satuan tinggi sebesar 74.153 KN dengan lebar penampang fender 1.501 m. Untuk gaya tumbukan kapal dengan faktor beban ketidakpastian sebesar 1.6 didapatkan beban 118.64 KN.

3.2. Perhitungan Beban Yang Bekerja Pada Tiang Pancang Dengan Arah Vertikal

3.2.1 Perhitungan Beban Mati dan Hidup yang Bekerja pada Deck

Dalam design beban-beban yang bekerja pada struktur baik itu beban mati, beban hidup, beban tumbukan ataupun tarikan kapal yang bekerja selama umur struktur harus dikalikan dengan faktor beban ketidak pastian sehingga memberikan beban design, besar faktor ketidakpastian seperti terlihat pada tabel 3.3.

Pembebanan pada Balok Memanjang ($1.3 \times 1.2 \text{ M}^2$)

Pembebanan pada balok memanjang

Berat balok sendiri	$= 1.3 \times 1.2 \times 2400$	$= 3744 \text{ N/m}$
Beban mati design		$= 1080 \times 1.2 = 1296 \text{ N/m}$
Berat hidup design		$= 3100 \times 1.2 = 3720 \text{ N/m}$
Beban tumbukan kapal design		$= 74.153 \times 1.6 = 118.64 \text{ KN}$
Beban tarikan kapal design		$= 80 \times 1.6 = 128 \text{ KN}$

- Tipe pembebanan P1

Dengan mengacu pada persamaan (2.14) dan (2.16)

Akibat beban mati plat

$$\begin{aligned}
 Q_{ek} &= (1/3 \times q_p \times I_x + 1/2 \times q_p \times I_x (1 - 1/3(I_x/I_y)^2)) \\
 &= (1/3 \times 1296 \times 5.5 + 1/2 \times 1296 \times 2.25 (1 - 1/3(2.25/5.5)^2)) \\
 &= 3752.665 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

Akibat beban hidup plat

$$\begin{aligned}
 Q_{ek} &= (1/3 \times q_p \times I_x + 1/2 \times q_p \times I_x (1-1/3(I_x/I_y)^2)) \\
 &= (1/3 \times 3720 \times 5.5 + 1/2 \times 3720 \times 2.25(1-1/3(2.25/5.5)^2)) \\
 &= 10711.54 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

- Tipe pembebanan P4

Dengan mengacu persamaan (2.14) dan (2.16)

Akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 Q_{ek} &= (1/3 \times q_p \times I_x + 1/2 \times q_p \times I_x (1-1/3(I_x/I_y)^2)) \\
 &= (1/3 \times 1296 \times 5.75 + 1/2 \times 1296 \times 2.25 (1-1/3(2.25/5.75)^2)) \\
 &= 3867.5841 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

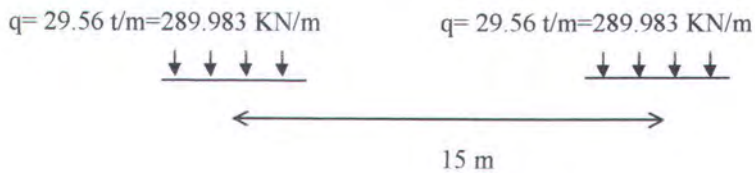
Akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 Q_{ek} &= (1/3 \times q_p \times I_x + 1/2 \times q_p \times I_x (1-1/3(I_x/I_y)^2)) \\
 &= (1/3 \times 3720 \times 5.75 + 1/2 \times 3720 \times 2.25 (1-1/3(2.25/5.75)^2)) \\
 &= 11101.398 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

Pembebanan pada Balok Crane (1.5 x 2 M²)

Pembebanan pada Balok Crane

Berat balok sendiri	= 1.5 x 2 x 2400	= 7200 kg/m
Beban mati design		= 1080 x 1.2 = 1296 N/m
Berat hidup design		= 3100 x 1.2 = 3720 N/m
Beban tumbukan kapal design		= 74.153 x 1.6 = 118.64 KN
Beban tarikan kapal design		= 80 x 1.6 = 128 KN
Beban bergerak <i>container crane</i>		



gambar 3.3 pembebanan merata pada rel crane

- Tipe pembebanan pada P2

Dengan mengacu pada persamaan (2.14)

Akibat beban mati

$$\begin{aligned} Q_{ek} &= 2 \times \frac{1}{3} \times q_p \times I_x \\ &= 2 \times \frac{1}{3} \times 1296 \times 5.5 \\ &= 4752 \text{ N/m} \end{aligned}$$

Akibat beban hidup

$$\begin{aligned} Q_{ek} &= 2 \times \frac{1}{3} \times q_p \times I_x \\ &= 2 \times \frac{1}{3} \times 3720 \times 5.5 \\ &= 13640 \text{ N/m} \end{aligned}$$

- Pembebanan tipe P3

Dengan mengacu pada persamaan (2.14) dan (2.16)

Akibat beban mati

$$\begin{aligned} Q_{ek} &= \left(\frac{1}{3} \times q_p \times I_x + \frac{1}{2} \times q_p \times I_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{I_x}{I_y} \right)^2 \right) \right) \\ &= \left(\frac{1}{3} \times 1296 \times 5.5 + \frac{1}{2} \times 1296 \times 3 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{3}{5.5} \right)^2 \right) \right) \\ &= 4127.207 \text{ N/m} \end{aligned}$$

Akibat beban hidup

$$Q_{ek} = \left(\frac{1}{3} \times q_p \times I_x + \frac{1}{2} \times q_p \times I_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{I_x}{I_y} \right)^2 \right) \right)$$

$$= (1/3 \times 3720 \times 5.5 + 1/2 \times 3720 \times 3 (1 - 1/3(3/5.5)^2))$$

$$= 11846.61 \text{ N/m}$$

- Pembebanan tipe P5

Dengan mengacu pada persamaan (2.16)

Akibat beban mati

$$Q_{ek} = 2 \times 1/3 \times q_p \times I_x$$

$$= 2 \times 1/3 \times 1296 \times 5.75$$

$$= 4968 \text{ N/m}$$

Akibat beban hidup

$$Q_{ek} = 2 \times 1/3 \times q_p \times I_x$$

$$= 2 \times 1/3 \times 3720 \times 5.75$$

$$= 14260 \text{ N/m}$$

- Pembebanan tipe P6

Dengan mengacu pada persamaan (2.14) dan (2.16)

Akibat beban mati

$$Q_{ek} = (1/3 \times q_p \times I_x + 1/2 \times q_p \times I_x (1 - 1/3(I_x/I_y)^2))$$

$$= (1/3 \times 1296 \times 5.75 + 1/2 \times 1296 \times 3 (1 - 1/3(3/5.75)^2))$$

$$= 4251.6 \text{ N/m}$$

Akibat beban hidup

$$Q_{ek} = (1/3 \times q_p \times I_x + 1/2 \times q_p \times I_x (1 - 1/3(I_x/I_y)^2))$$

$$= (1/3 \times 3720 \times 5.75 + 1/2 \times 3720 \times 3 (1 - 1/3(3/5.75)^2))$$

$$= 12203.6 \text{ N/m}$$

Pembebanan pada Balok Melintang (1.3 x1.5 M²)

Pembebanan pada Balok melintang

$$\text{Berat balok sendiri} = 1.3 \times 1.5 \times 2400 = 4680 \text{ kg/m}$$

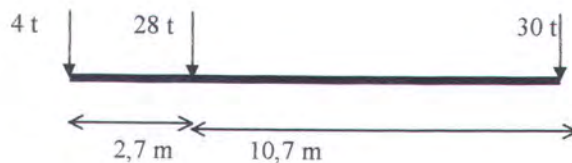
$$\text{Beban mati design} = 1080 \times 1.2 = 1296 \text{ N/m}$$

$$\text{Beban hidup design} = 3100 \times 1.2 = 3720 \text{ N/m}$$

$$\text{Beban tumbukan kapal design} = 74.153 \times 1.6 = 118.64 \text{ KN}$$

$$\text{Beban tarikan kapal design} = 80 \times 1.6 = 128 \text{ KN}$$

Beban bergerak peti kemas



gambar 3.4 pembebanan terpusat truk container

- Pembebanan pada Tipe L1

Dengan mengacu pada persamaan (2.16)

Akibat beban mati

$$\begin{aligned} Q_{ek} &= \frac{1}{2} \times q_p \times I_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{I_x}{I_y}\right)^2\right) \\ &= \frac{1}{2} \times 1296 \times 5.5 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{5.5}{6.25}\right)^2\right) \\ &= 2644.013 \text{ N/m} \end{aligned}$$

Akibat beban hidup

$$\begin{aligned} Q_{ek} &= \frac{1}{2} \times q_p \times I_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{I_x}{I_y}\right)^2\right) \\ &= \frac{1}{2} \times 3720 \times 5.5 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{5.5}{6.25}\right)^2\right) \\ &= 7589.296 \text{ N/m} \end{aligned}$$

- Pembebanan pada Tipe L2

Dengan mengacu pada persamaan (2.16)

Akibat beban mati

$$\begin{aligned} Q_{ek} &= \frac{1}{2} \times q_p \times I_x (1 - \frac{1}{3} (I_x/I_y)^2) + \frac{1}{2} \times q_p \times I_x (1 - \frac{1}{3} (I_x/I_y)^2) \\ &= \frac{1}{2} \times 1296 \times 5.5 (1 - \frac{1}{3} (5.5/6.25)^2) + \frac{1}{2} \times 1296 \times 5.75 (1 - \frac{1}{3} (5.75/6.25)^2) \\ &= 5318.784 \text{ N/m} \end{aligned}$$

Akibat beban hidup

$$\begin{aligned} Q_{ek} &= \frac{1}{2} \times q_p \times I_x (1 - \frac{1}{3} (I_x/I_y)^2) + \frac{1}{2} \times q_p \times I_x (1 - \frac{1}{3} (I_x/I_y)^2) \\ &= \frac{1}{2} \times 3720 \times 5.5 (1 - \frac{1}{3} (5.5/6.25)^2) + \frac{1}{2} \times 3720 \times 5.75 (1 - \frac{1}{3} (5.75/6.25)^2) \\ &= 15266.88 \text{ N/m} \end{aligned}$$

- Pembebanan pada Tipe L3

Dengan mengacu pada persamaan (2.16)

Akibat beban mati

$$\begin{aligned} Q_{ek} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q_p \times I_x (1 - \frac{1}{3} (I_x/I_y)^2) \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 1296 \times 5.75 (1 - \frac{1}{3} (5.75/6.25)^2) \\ &= 5349.542 \text{ N/m} \end{aligned}$$

Akibat beban hidup

$$\begin{aligned} Q_{ek} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q_p \times I_x (1 - \frac{1}{3} (I_x/I_y)^2) \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 3720 \times 5.75 (1 - \frac{1}{3} (5.75/6.25)^2) \\ &= 15355.17 \text{ N/m} \end{aligned}$$

Pembebanan pada Balok Melintang (1.5 x 1.5 M²)

Pembebanan pada balok melintang

$$\text{Berat balok sendiri} = 1.5 \times 1.5 \times 2400 = 5400 \text{ kg/m}$$

Beban mati design	$= 1080 \times 1.2 = 1296 \text{ N/m}$
Berat hidup design	$= 3100 \times 1.2 = 3720 \text{ N/m}$
Beban tumbukan kapal design	$= 74.153 \times 1.6 = 118.64 \text{ KN}$
Beban tarikan kapal design	$= 80 \times 1.6 = 128 \text{ KN}$

- Pembebanan pada Tipe L4

Dengan mengacu pada persamaan (2.14)

Akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 Q_{ek} &= \frac{1}{2} \times q_p \times I_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{I_x}{I_y}\right)^2\right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 1296 \times 5.5 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{5.5}{16}\right)^2\right) \\
 &= 3423.621 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

Akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 Q_{ek} &= \frac{1}{2} \times q_p \times I_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{I_x}{I_y}\right)^2\right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 3720 \times 5.5 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{5.5}{16}\right)^2\right) \\
 &= 9827.061 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

- Pembebanan pada Tipe L5

Dengan mengacu pada persamaan (2.16)

Akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 Q_{ek} &= \frac{1}{2} \times q_p \times I_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{I_x}{I_y}\right)^2\right) + \frac{1}{2} \times q_p \times I_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{I_x}{I_y}\right)^2\right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 1296 \times 5.5 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{5.5}{16}\right)^2\right) + \frac{1}{2} \times 1296 \times 5.75 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{5.75}{16}\right)^2\right) \\
 &= 6989.216 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

Akibat beban hidup

$$\begin{aligned}
 Q_{ek} &= \left(\frac{1}{2} \times q_p \times I_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{I_x}{I_y}\right)^2\right) + \frac{1}{2} \times q_p \times I_x \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{I_x}{I_y}\right)^2\right)\right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 3720 \times 5.5 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{5.5}{16}\right)^2\right) + \frac{1}{2} \times 3720 \times 5.75 \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{5.75}{16}\right)^2\right)
 \end{aligned}$$

$$= 20061.6394 \text{ N/m}$$

- Pembebanan pada Tipe L6

Dengan mengacu pada persamaan (2.16)

Akibat beban mati

$$\begin{aligned} Q_{ek} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q_p \times I_x (1 - \frac{1}{3} (I_x/I_y)^2) \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 1296 \times 5.75 (1 - \frac{1}{3} (5.75/16)^2) \\ &= 7131.19 \text{ N/m} \end{aligned}$$

Akibat beban hidup

$$\begin{aligned} Q_{ek} &= 2 \times \frac{1}{2} \times q_p \times I_x (1 - \frac{1}{3} (I_x/I_y)^2) \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 3720 \times 5.75 (1 - \frac{1}{3} (5.75/16)^2) \\ &= 20469.16 \text{ N/m} \end{aligned}$$

- Pembebanan pada tipe L7

Mengacu pada persamaan (2.14)

$$\begin{aligned} Q_{ek} &= 2 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times q_p \times I_x \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 1296 \times 2.25 \times \\ &= 972 \text{ N/m} \end{aligned}$$

Akibat beban hidup

$$\begin{aligned} Q_{ek} &= 2 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times q_p \times I_x \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 3720 \times 2.25 \\ &= 2796 \text{ N/m} \end{aligned}$$

- Pembebanan pada tipe L8

Mengacu pada persamaan (2.14)

$$Q_{ek} = 2 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times q_p \times I_x$$

$$= 2 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 1296 \times 3$$

$$= 1296 \text{ N/m}$$

Akibat beban hidup

$$Q_{ek} = 2 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times q_p \times I_x$$

$$= 2 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 3720 \times 3$$

$$= 3720 \text{ N/m}$$

Gambar tipe pembebanan dapat dilihat pada lampiran B3.

3.3. Perhitungan Daya Dukung Tanah

3.3.1 Perhitungan Titik Tetap Tiang Pancang

Tiang pancang pada dermaga dalam menerima beban digambarkan dengan *Free Body Diagram* pada gambar 3.5 di bawah ini.

Beban-beban yang diperhitungkan adalah beban gelombang, beban tarikan kapal dan tumbukan kapal. Dalam menerima beban-beban tersebut tiang pancang akan mengalami defleksi ataupun rotasi. Namun pada kedalaman tertentu *pile* tidak akan mengalami hal-hal tersebut. Pada kedalaman tersebut dikenal sebagai titik tetap tiang pancang. Menurut Tomlinson (1977) kedalaman titik tetap tiang pancang dapat dicari dengan rumus :

$$Z_f = 1.8T \quad (3.10)$$

Dimana :

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}}$$

E = modulus elastis baja (=21 MN/cm²)

I = momen inetia tiang pancang (m⁴)

$$= \frac{1}{64} \pi D^4$$

nh = 350-700 KN/m³ untuk soft normaly consolidated clays

= 150 KN/m³ untuk soft organic silts

Dari persamaan di atas untuk D=1.117 m dan D=0.711 m dengan ketebalan tiang masing-masing 60 cm, mempunyai T=6.189 m, Z_f=11.141 m dan T=4.676 m, Z_f=8.4177 m, dengan nh=350 KN/m³.

Kemudian karena lapisan tanah pertama pada dasar laut merupakan jenis tanah lumpur dan mempunyai ketebalan 10 m, maka titik jepit berada pada kedalaman pada w= 29.536 m dan w= 25.432 m dari permukaan air

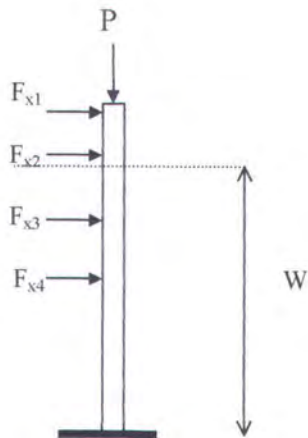
Dari gambar 3.5 dapat dilihat free body diagram tiang pancang dengan beban-beban yang bekerja padanya.

Dimana :

P = beban vertikal yang bekerja pada tiang pancang (KN)

F_{x1} = beban tumbukan kapal ditambah dengan beban angin yang bekerja pada cap strukutur (KN)

F_{x2} = beban angin yang bekerja pada tiang pancang akibat dari efek sheilding dan efek solidifikasi (N)



Gambar 3.5 free body diagram tiang pancang

F_{x3} = beban arus yang bekerja pada tiang pancang (N)

F_{x4} = beban gelombang yang bekerja pada tiang pancang (N)

W = kedalaman titik tetap dari permukaan air (m)

Untuk beban tarikan kapal maka arah dari gaya F_{x1} berubah kearah kiri.

3.3.2 Perhitungan Daya Dukung Tanah Vertikal

Perhitungan daya dukung tanah dengan menggunakan metode *Schmertmann*. Untuk menyelediki karateristik tanah yang ada di sekitar dermaga diadakan pengeboran di beberapa lokasi. Ada 4 titik pengeboran yaitu ; T2,T3,T5 dan T6 yang dapat dilihat pada lampiran B4.

Daya dukung tiang pada tanah pondasi umumnya diperoleh dari jumlah *end bearing* dan *friction piles*. Untuk membantu dalam perhitungan daya dukung tanah tersebut digunakan fasilitas *Microsoft Excel*. Sehingga didapatkan daya dukung

tanah di setiap titik pengeboran seperti yang tertera pada tabel di bawah ini. Rumus-rumus yang digunakan dalam tabel perhitungan daya dukung adalah rumus-rumus yang sudah dituliskan pada BAB II.

Berikut ini adalah tabel daya dukung tanah pada kedalaman 75 m untuk masing-masing titik pengeboran dan diameter tiang pancang.

Untuk pile dengan $D=1.117$ m

Tabel 3.9 Qijin pada kedalaman 75 m untuk pile dengan $D=1.117$ m

Titik pengeboran	Q ijin (KN)
T2	2977
T3	3221
T5	3063
T6	2572

Untuk pile dengan $D=0.711$ m

Tabel 3.10 Qijin pada kedalaman 75 m untuk pile dengan $D=0.711$ m

Titk pengeboran	Q ijin (KN)
T2	2288
T3	2454
T5	2389
T6	2067

Untuk hasil perhitungan secara lengkap dan grafik dari daya dukung tanah Vs kedalaman dapat dilihat pada lampiran B5.

3.3.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah Lateral

Dalam Tugas Akhir ini akan digunakan metode *Broms* dengan jenis tiang *Free Head*. Dengan memasukkan kriteria pile dan jenis tanah yang merupakan jenis tanah lempung kaku sampai sangat kaku kedalam persamaan (2.30) dan (2.31) didapatkan nilai $L/R \geq 3.5$ dan $L/T \geq 4$. Sehingga pile tergolong sebagai *Long Flexible Piles*.

Tiang pancang pada dermaga ini memiliki bagian yang muncul dipermukaan tanah. Kondisi seperti ini dapat diperlakukan sebagai tiang pancang berujung bebas dengan melakukan koreksi terhadapnya. Persamaan (2.27) memberikan koreksi tersebut. Apabila bagian tiang pancang yang tertanam pada tanah sepanjang 75 m dan bagian yang muncul 15.2 m di atas tanah lumpur, maka dengan memasukkan nilai-nilai tersebut pada persamaan (2.27) didapatkan harga e yang sangat kecil sekali. Sehingga perbandingan antara e dan diameter tiang hampir sama dengan 0. Langkah selanjutnya adalah mencari nilai F_u untuk beban lateral, dapat digunakan

grafik 2.1b $\frac{Mu}{CuD^3}$ Vs $\frac{F_u}{CuD^2}$

Dimana

M_u = momen ultimat yang bekerja pada pile (Kips-ft)

D = diameter tiang (ft)

C_u = kuat geser undrained (kips/ft²)

$$= q_u/2$$

q_u = kuat geser tekan bebas (kips/ft²)

F_u = gaya ultimat lateral (Kips)

Hubungan kekuatan tekan bebas (q_u) tanah lempung dengan konsistensinya dapat dilihat pada tabel di bawah ini. (Hardiyatmo, 1992)

➤ Nilai $\frac{Mu}{CuD^3}$

Untuk $D=1.117 \text{ m}=3.667 \text{ ft}$

$$Mu = z \cdot fb \quad (3.11)$$

Dimana $z = I_x^2 / D$

$$= 0.97 \text{ ft}^3$$

tiang pancang baja memiliki bending stress $f_y = 50.84 \text{ ksi}$. Sedangkan bending stress yang diijinkan adalah $fb = 0.6 f_y$. Sehingga $fb = 30.503 \text{ ksi} = 4392.573 \text{ Ksf}$, kemudian nilai dari persamaan (3.11) adalah

$$Mu = 4271 \text{ ksf-ft}$$

Tabel 3.11 hubungan kekuatan tekan bebas (q_u) tanah lempung dengan konsistensinya

Konsistensi	$Q_u \text{ (kips/ft}^2\text{)}$
Lempung keras	$>8,00$
Lempung sangat kaku	$4 - 8$
Lempung kaku	$2 - 4$
Lempung sedang	$1 - 2$
Lempung lunak	$0.5 - 1$
Lempung sangat lunak	<0.5

Untuk harga $\frac{Mu}{CuD^3}$ didapatkan 28.88 dengan nilai $cu = 3 \text{ kips/ft}^2$ untuk tanah lempung kaku sampai sangat kaku. Kemudian dengan melihat pada grafik 2.2

didapatkan nilai $\frac{Fu}{CuD^2} = 13$. Sehingga harga $Fu = 524.333$ kips atau $Fu = 2336.3$ KN.

Dengan faktor keamanan 2.5 didapatkan F ijin sebesar 934.521 KN.

Untuk $D = 0.711$ m = 2.33 ft

Dengan cara yang sama didapatkan F ijin sebesar 553.108 KN.

Kedalaman X_o didapatkan dari perumusan (2.34) didapatkan 3.29 m untuk $D = 1.117$ m dari permukaan tanah yang diperhitungkan dan untuk $D = 0.711$ m didapatkan 2.567 m. Sedangkan nilai M_u masing-masing didapatkan $19E03$ KN untuk $D = 1.117$ m dan $4.6E03$ KN untuk $D = 0.711$ m.

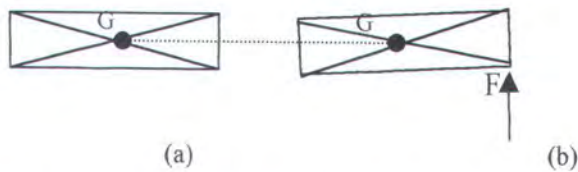
3.4. Analisa Struktur Dermaga dengan Program SAP'90

Dermaga Peti Kemas Antar Pulau Surabaya mempunyai dimensi 450 m x 40 m. Dalam analisa dermaga ini tidak semua bagiannya di analisa, namun hanya beberapa bagian yang dapat mewakili dari perilaku struktur secara keseluruhan.

Bagian struktur dermaga ini kemudian akan di analisa dengan bantuan program SAP'90. Kemudian beban-beban yang menjadi input dari program tersebut adalah beban gelombang, tumbukan kapal dan tarikan kapal, sedangkan beban arus dan angin diabaikan karena besarnya terlalu kecil dibandingkan dengan total beban yang bekerja pada struktur dermaga tersebut. Mengenai beban gempa yang tidak menjadi input dalam program tersebut karena struktur dianggap relatif pendek sehingga beban gempa tidak banyak pengaruhnya. Hal ini mengacu pada struktur

gedung yang memperhatikan beban gempa bila gedung tersebut memiliki lebih dari 6 lantai. Output dari program SAP'90 ini akan menghasilkan letak pile yang paling mendapat gaya-gaya vertikal dan lateral yang terbesar yang bekerja padanya.

Berikut ini adalah gambaran singkat dari pemodelan struktur



gambar 3.6 (a)gambaran struktur dermaga sebelum ada pembebanan lateral

(b)gambaran struktur dermaga saat diberi beban lateral

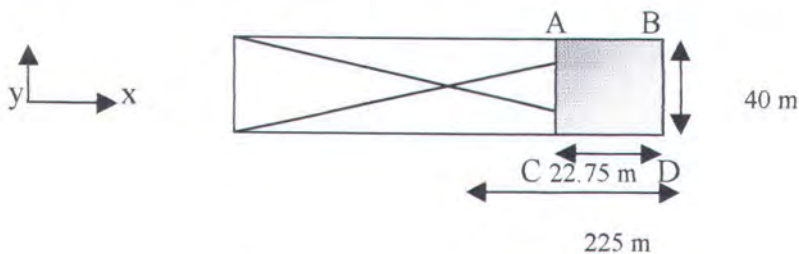
dimana

G = titik pusat struktur atas dermaga

F = gaya lateral yang bekerja pada dermaga (N)

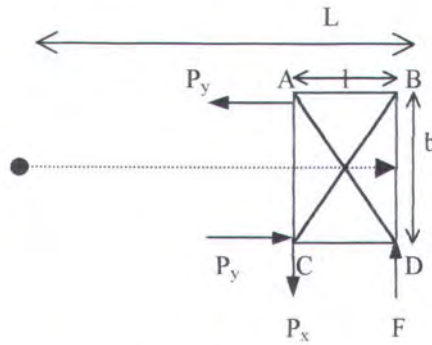
Dari gambar 3.6 di atas terlihat bahwa tidak ada perubahan posisi dari titik pusat struktur atas dermaga sehingga titik ini dapat digunakan sebagai acuan dalam perhitungan kemudian.

Selanjutnya yang akan dianalisa adalah bagian dermaga yang mempunyai panjang 22.75 m dan lebar 40 m. Seperti terlihat pada gambar di bawah ini.



gambar 3.7 bagian dermaga yang dianalisa

Untuk mewakili perilaku dari bagian dermaga yang tidak di analisa maka pada garis A-C diasumsikan mempunyai pegas-pegas dalam arah x dan y.



Gambar 3.8 Free body diagram bagian dermaga

Dari gambar 3.8 didapatkan

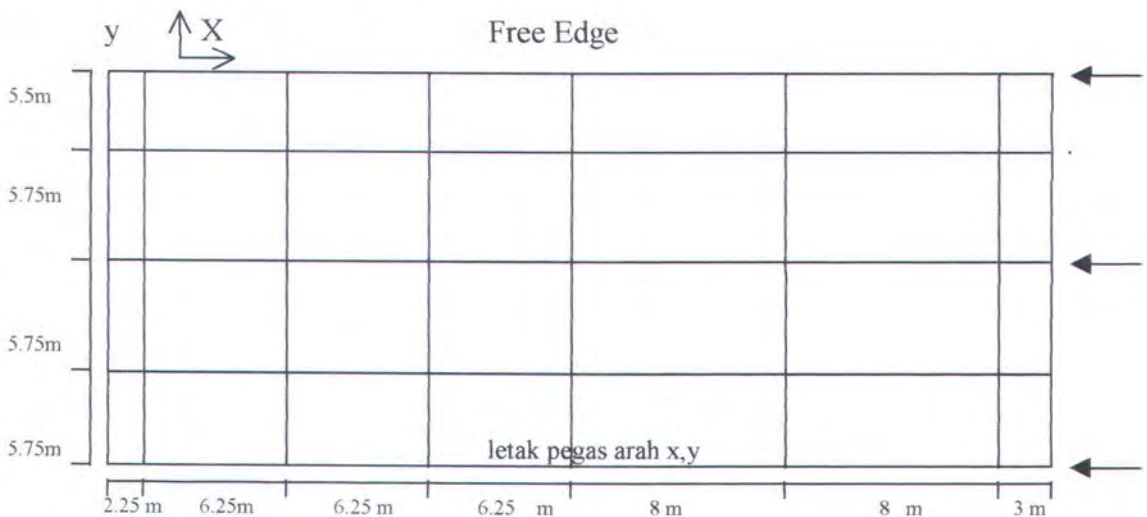
$$F.L = P_x \cdot l/2 \quad (3.12)$$

F = adalah gaya tumbukan kapal (N)

L = jarak gaya tumbukan ke pusat massa dermaga. (m)

P_x = gaya pegas (N)

l = lebar bagian dermaga yang dianalisa (m)



Gambar3.9 frame dan joint-joints pada deck dermaga (letak pegas x,y)

tumbukan pada ke tiga fender tersebut sebesar 74.153 KN. Dengan beban ketidakpastian sebesar 1.6. Dengan demikian beban tumbukan kapal dalam design sebesar 118.64 KN. Sehingga persamaan (3.12) menjadi:

$$\sum FixLi = P_x \cdot l / 2 \quad (3.13)$$

$$(118.64 \times 225 + 118.64 \times 213.75 + 118.64 \times 202.25) = P_x \cdot 11.375$$

$$P_x = 6685.55956 \text{ KN}$$

Bila diasumsikan defleksi yang diijinkan pada joint-joint tersebut sebesar 0.001 m, maka kekakuan pegas total adalah 6.6855595E09 N/m. Sedangkan pegas dalam arah x disusun seri sebanyak 7 buah, dengan demikian pegas yang menghubungkan antar joint sebesar 4.6798916E10 N/m.

Kemudian untuk pegas yang kearah y dari gambar 3.8 didapatkan

$$\sum FixLi = P_y \cdot x_b / 2 + P_y \cdot x_b / 2 \quad (3.14)$$

didapatkan $P_y = 1901.206 \text{ KN}$. Pada joint-joint ini diasumsikan mempunyai defleksi yang diijinkan sebesar 0.001 m, maka kekakuan pegas total adalah 1.901206E09 N/m. Sedangkan pegas dalam arah y disusun paralel, dengan demikian pegas yang bekerja pada tiap joint adalah 2.7160E08 N/m.

Untuk menambatkan kapal ke dermaga, kapal peti kemas akan di pandu oleh tug boat pada saat mendekati dermaga. Kemudian ditarik oleh Bolder. Bolder ini mempunyai kekuatan tarik sebesar 80 KN, dengan beban ketidakpastian sebesar 1.6.

BAB III Analisa Beban-beban Yang Bekerja pada Tiang Pancang
Sehingga beban tarikan kapal sebesar 128 KN. Dengan memakai persamaan (3.13)

dan (3.14) didapatkan kekakuan pegas masing-masing sebesar 5.0491E10 N/m dan 2.93E08 N/m. Dalam design kemudian dipilih nilai kekakuan yang terbesar. Hasil running program analisa Dermaga Peti Kemas dapat dilihat dibawah ini, namun untuk listing program itu sendiri dapat dilihat pada lampiran B6.

Hasil running program SAP'90 untuk beban-beban luar yang bekerja pada joint.

Arah x,y dan z positif

Tabel 3.12 Hasil running program SAP'90 untuk gaya-gaya luar yang bekerja pada tiang pancang untuk arah x,y dan z positif

Comb	F(X) KN	F(Y) KN	F(Z) KN	M(X) KN.m	M(Y)KN.m	M(Z) KN.m
comb1	20.2157	4.1893	746.177	8.3706	119.4929	0.6408
comb2	52.9144	5.1826	2274.02	67.120	203.0385	6.1809
comb3	52.7405	5.1828	2274.05	67.117	202.9764	6.1748
comb4	118.6	59.104	2271.90	65.051	202.9200	4.1439
comb5	132.90	95.46	2276.30	62.580	203.0400	9.8495

Tabel 3.13 lokasi joint-joint yang menerima beban dengan x,y,z positif

Comb	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
comb1	320	305	108	110	120	120
comb2	320	106	108	110	120	120
comb3	320	106	108	110	120	120
comb4	301,303	305	108	110	120	115
comb5	320	335	108	110	120	120

Arah x,y dan z negatif

Tabel 3.14 Hasil running program SAP'90 untuk gaya-gaya luar yang bekerja pada tiang pancang untuk arah x,y dan z negatif

comb	F(X) KN	F(Y) KN	F(Z) KN	M(X) KN.m	M(Y) KN.m	M(Z) KN.m
comb1	-23.4955	-0.671	0	-6.6003	-2.5527	-0.1019
comb2	-57.7154	-5.318	-1.8E-12	-63.0558	-59.9287	-0.1768
comb3	-57.7205	-5.318	-1.8E-12	-63.0565	-60.0177	-0.1743
comb4	-57.7108	-81.98	-1.8E-12	-63.5000	-71.7400	-4.6140
comb5	-128.0	-61.95	-1.8E-12	-62.5800	-47.9900	-1.6360

Tabel 3.15 lokasi joint-joint yang menerima beban dengan arah x,y dan z negatif

comb	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
comb1	120	110	206-304	116	108	113
comb2	120	110	318	116	108	114
comb3	120	110	318	116	108	114
comb4	120	335	318	116	108	109
comb5	301,303	305	318	116	109	114

Arah x,y dan z positif

Tabel 3.16 Hasil running program SAP'90 untuk defleksi yang terjadi pada tiang pancang untuk arah x,y dan z positif

comb	U(X) m	U(Y) m	U(Z) m	R(X)	R(Y)	R(Z)
comb1	0.000129	0.000191	0	3.97E-05	0.000171	8.756E-07
comb2	0.001007	0.001132	0	0.00022	0.0002	1.635E-06
comb3	0.001008	0.001132	0	0.00022	0.0002	1.605E-06
comb4	0.001277	0.001085	0	0.00022	0.0002	0.000026
comb5	0.000771	0.001182	0	0.00022	0.0002	1.205E-05

Tabel 3.17 lokasi joint-joint yang mengalami defleksi dengan arah x,y dan z positif

comb	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
comb1	208	230	106-135	330	225	315
comb2	208	210	106-135	310	220	315
comb3	208	210	106-135	310	225	315
comb4	208	210	106-135	310	225	304
comb5	209	210	106-135	310	225	315

Dengan arah x,y dan z negatif

Tabel 3.18 Hasil running program SAP'90 untuk defleksi yang terjadi pada tiang pancang dengan arah x,y dan z negatif

comb	U(X) m	U(Y) m	U(Z) m	R(X)	R(Y)	R(Z)
comb1	-0.00136	-0.00017	-0.0005	-3.5E-05	-2.55E-05	-0.000001
comb2	-0.00181	-0.00112	-0.0025	-0.00021	-0.000209	-0.000009
comb3	-0.00181	-0.00112	-0.0025	-0.00021	-0.000209	-0.000008
comb4	-0.00181	-0.00117	-0.0025	-0.00021	-0.000207	-9.442E-06
comb5	-0.00181	-0.00106	-0.0025	-0.00021	-0.00021	-0.000032

BAB III Analisa Beban-beban Yang Bekerja pada Tiang Pancang
Dengan arah x,y dan z negatif

Tabel 3.19 lokasi joint-joint yang mengalami defleksi dengan arah x,y dan z negatif

comb	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
comb1	225	226	303	326	331	225
comb2	220	206	303	306	303	220
comb3	220	206	303	306	303	220
comb4	220	206	303	306	303	215
comb5	220	206	303	306	303	304

Prilaku struktur saat dikenai gaya tarikan ataupun tumbukan kapal dapat dilihat pada lampiran B7.

Sesungguhnya penciptaan langit dan bumi lebih besar daripada penciptaan manusia akan tetapi kebanyakan manusia tidak mengetahui.

(Al Mu'min : 57)

BAB IV

ANALISA PEMBAHASAN BEBAN-BEBAN YANG BEKERJA PADA TIANG PANCANG

BAB IV

ANALISA PEMBAHASAN BEBAN-BEBAN YANG BEKERJA PADA TIANG PANCANG

Pada bab ini akan dibahas hasil analisa perhitungan yang telah dilakukan pada bab terdahulu. Urutan pertama adalah pembahasan terhadap beban-beban yang bekerja pada struktur kemudian dilanjutkan dengan pembahasan terhadap daya dukung tanah vertikal maupun lateral. Yang terakhir adalah analisa pembahasan daya dukung tanah yang tersedia dengan beban struktur yang bekerja baik secara vertikal maupun secara lateral.

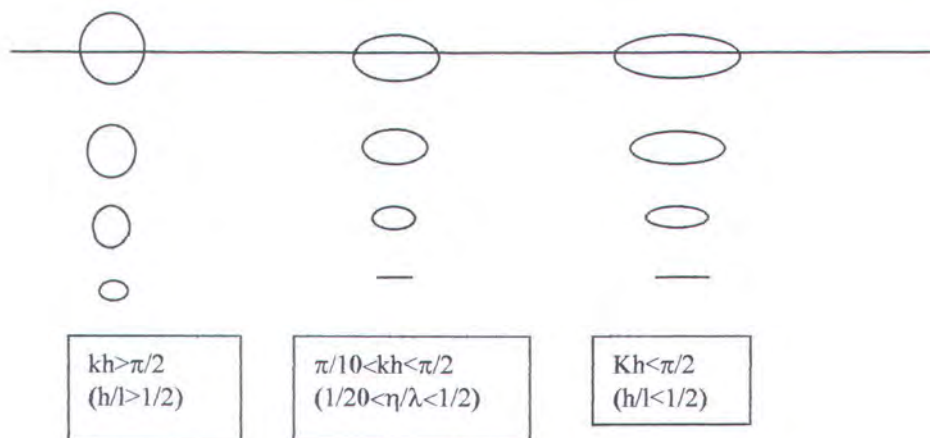
4.1. Pembahasan Beban-beban Yang Bekerja Pada Struktur Dermaga Peti Kemas Antar Pulau Surabaya

4.1.1 Pembahasan Beban Gelombang

Gelombang yang terjadi di daerah pantai memiliki sifat-sifat gelombang dangkal, dengan demikian dapat didekati dengan teori gelombang linier. Kemudian

untuk beban gelombang yang bekerja pada tiang pancang dihitung dengan persamaan *Morison* yang merupakan penjumlahan antara gaya inersia yang didominasi oleh percepatan atau perlambatan yang konstan dari aliran fluida ideal dan gaya drag yang dipengaruhi oleh bentuk dan ukuran struktur.

Selanjutnya untuk perhitungan beban gelombang, dihitung mulai dari 4 D di bawah permukaan tanah. Hal ini disebabkan karena beban gelombang tidak bekerja mulai dari dasar laut melainkan mulai dari titik AFL (*Apperent Fixity Level*). AFL ini terletak 4 D di bawah permukaan tanah. Penggunaan AFL ini juga didukung oleh kondisi perairannya. Berikut ini adalah gambar profil gelombang untuk perairan dangkal dan dalam.



Gambar 4.1 profil gelombang untuk perairan dalam dan dangkal.

Pada struktur dermaga ini ada dua jenis tiang pancang yaitu tiang pancang dengan diameter sama dengan 1.117 m terletak pada 3 barisan pertama dari sisi Timur dermaga dan tiang pancang dengan diameter sama dengan 0.711 m terletak pada 3 barisan berikutnya. Karena gaya gelombang yang bekerja pada tiang juga merupakan fungsi dari diameter tiang pancang maka dari analisa yang dilakukan

mendapatkan dua gaya gelombang juga yaitu sebesar 26.3 N untuk kondisi normal sedangkan untuk beban design pada beban gelombang sebesar 36.8 N untuk tiang pancang pertama dan 9.17 N untuk kondisi normal sedangkan beban designnya adalah 12.838 N untuk tiang pancang jenis kedua. Sedangkan untuk titik tangkap berada pada 11.2 m dan 9.77 m dari titik acuan (AFL). Namun jarak titik tangkap pada program SAP'90 tidak diukur dari titik AFL akan tetapi diukur dari titik tetap tiang pancang. Sehingga pada program titik tangkap beban gelombang adalah 25.117 m dan 25.187 m.

Beban gelombang design yang bekerja pada perencanaan struktur dermaga ini lebih besar dari beban gelombang operasional yang ada. Dan biasanya beban design ini tidak akan terlampaui dari beban operasional selama struktur tersebut bekerja.

4.1.2 Pembahasan Beban Arus

Dari survey yang dilakukan mendapatkan bahwa kecepatan arus bervariasi dari 0 sampai 1.2 m/dt, dan menunjukkan bahwa kecepatan arus semakin besar saat mendekati permukaan air.

Dengan menganggap bahwa perubahan kecepatan arus linier terhadap kedalaman, maka beban arus pada tiang pancang jenis pertama sebesar 1.45 N dan jenis kedua sebesar 0.92 N. Bila dibandingkan dengan gaya-gaya lain yang bekerja

pada struktur dermaga maka gaya arus relatif sangat kecil. Dengan demikian beban arus dapat diabaikan.

4.1.3 Pembahasan Beban Angin

Gaya angin pada struktur dermaga akan bekerja hanya pada bagian struktur yang nampak di atas permukaan air saja. Dengan demikian akan menghasilkan beban yang relatif kecil, yaitu sebesar 28.453 N untuk gaya angin yang bekerja pada cap struktur untuk beban normal dan 39.834 N untuk beban design dengan faktor ketidakpastian sebesar 1.4.

Sedangkan gaya angin yang bekerja pada kumpulan tiang pancang disebabkan oleh dua efek yaitu, efek *solidifikasi* dan efek *sheilding*. Efek *solidifikasi* ini terjadi dengan menganggap bahwa struktur tiang pancang tersebut rapat satu dengan yang lain. Sedangkan efek yang kedua yaitu efek *sheilding* adalah gaya angin yang bekerja pada tiang pancang dipengaruhi oleh posisi saling berurutan. Dari analisa yang dilakukan didapatkan gaya angin yang diterima oleh total tiang pancang akibat efek *solidifikasi* adalah sebesar 4.5467 N untuk beban angin dalam kondisi normal dan untuk beban design adalah 6.365 N. Kemudian yang beban angin yang disebabkan oleh efek *sheilding* adalah 4.5 N untuk kondisi normal dan 6.30 N untuk beban design.

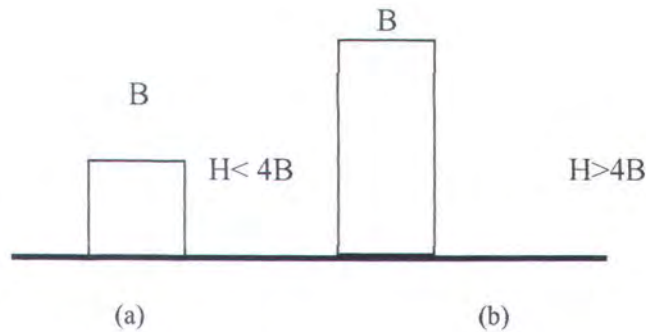
Dari analisa tersebut di atas ternyata menghasilkan beban yang sangat kecil untuk keseluruhan struktur. Sehingga dalam program SAP'90 tidak diperhitungkan.

4.1.4 Pembahasan Beban Gempa

Dermaga Peti Kemas Antar Pulau mempunyai ketinggian 15.2 m adalah merupakan struktur dengan ketinggian relatif pendek dari atas permukaan tanah. Sedangkan beban gempa pada struktur akan diperhatikan apabila struktur mempunyai ukuran yang lumayan tinggi dari permukaan tanah. Mengacu dari peraturan gedung bahwa beban gempa akan diperhitungkan apabila gedung tersebut memiliki lantai lebih dari 6 lantai. Dengan demikian dermaga dianggap sebagai struktur yang mempunyai ketinggian relatif pendek, sehingga beban gempa tidak perlu diperhitungkan. Menurut Dowrick (1977) bahwa struktur dikatakan aman terhadap beban gempa adalah apabila perbandingan antara tinggi dan lebar struktur tidak boleh melebihi 3 atau 4. Sedangkan harga perbandingan untuk struktur dermaga adalah 0.66 dengan lebar struktur 22.75 m dan tinggi struktur 15.2 m.

Walaupun gempa dapat menimbulkan gelombang tsunami namun dalam perencanaan dermaga yang digunakan adalah gelombang yang dihasilkan oleh angin. Selain itu dalam beban gelombang terdahulu telah dimasukkan faktor beban ketidakpastian, dengan demikian hal ini diasumsikan termasuk beban gelombang yang terjadi karena gelombang tsunami.

Selain alasan tersebut di atas mengapa beban gempa tidak dianalisa adalah letak dermaga tersebut pada lokasi yang mempunyai tingkat kerawanan terhadap gempa rendah.



Gambar 4.2 (a) struktur yang aman terhadap gempa

(b) struktur yang rawan gempa

4.1.5 Pembahasan Beban Pada Cap Struktur

Cap struktur dermaga mendapatkan beban mati yaitu beban struktur itu sendiri dan beban hidup yang merupakan beban yang bekerja pada cap struktur dengan arah dan besar selalu berubah. Untuk beban mati adalah beban merata yang bekerja pada plat beton dengan ketebalan 0.45 m. Sehingga beban mati merata pada plat adalah 1080 N/m^2 dan beban hidup adalah 3100 N/m^2 . Seperti beban-beban lainnya beban-beban ini juga dikalikan dengan faktor beban ketidakpastian sebesar 1.2 sehingga beban-beban tersebut menjadi 1296 N/m^2 dan 3720 N/m^2 .

Dalam pemodelan struktur dermaga pada program SAP'90 cap struktur tidak berbentuk plat, melainkan berbentuk frame-frame yang disusun oleh balok-balok melintang dan memanjang. Untuk dapat mewakili pembebanan yang terjadi pada plat agar sesuai dengan pembebanan pada frame-frame tersebut, maka dianalisa pembebanan plat harus sama dengan pembebanan pada frame. Dengan analisa beban

equifalen pada sub bab 3.2.1 didapatkan beban-beban yang bekerja pada frame-frame tersebut.

Beban crane merupakan beban merata yang bekerja sepanjang rel crane dengan besar 289.983 KN/m. Kemudian untuk beban truk peti kemas diinputkan menjadi beban terpusat, dengan besar 39.240 KN, 274.68 KN dan 294.3 KN. Beban beban tersebut di atas kemudian menjadi input untuk program SAP'90, pada beban mati, beban hidup dan beban bergerak.

4.1.6 Pemodelan Struktur

Struktur dermaga yang mempunyai dimensi 450 x 40 m, dianalisa hanya beberapa bagian saja dari struktur, yaitu sepanjang 22.75 m dari ujung bebas. Namun bagian yang dianalisa ini harus dapat mewakili dari perilaku struktur keseluruhan. Saat struktur dermaga mendapat gaya tumbukan ataupun tarikan kapal akan mengalami keadaan seperti terlihat pada gambar 3.6. Dari gambar tersebut terlihat bahwa pada titik pusat struktur tidak mengalami pergeseran tempat. Kemudian untuk mewakili perilaku struktur secara keseluruhan, pada program SAP'90 bagian irisan struktur diberi pegas-pegas dengan arah x dan y. Hal ini dimaksudkan untuk membuat struktur menjadi kaku seperti aslinya.

Beban yang digunakan dalam mencari kekakuan struktur tersebut hanya beban tarikan dan tumbukan kapal saja. Sebagai alasannya adalah karena beban-beban ini secara langsung bekerja pada cap struktur yang diteruskan pada balok-balok yang menyusunnya. Beban tumbukan kapal, untuk kapal dengan ukuran

maximum pada fender masing-masing didapatkan sebesar 74.153 KN dengan beban ketidakpastian sebesar 1.6 menjadi 118.64 KN. Sedangkan untuk beban tarikan kapal sebesar 80 KN dengan beban ketidakpastian sebesar 1.6 didapatkan beban tarikan kapal menjadi 128 KN. Faktor beban ketidakpastian akan memberikan beban yang bekerja pada struktur akan menjadi lebih besar. Dalam design keseluruhan struktur beban-beban yang digunakan adalah beban-beban design.

Dari analisa yang dilakukan pada bab terdahulu diperoleh kekakuan pegas dalam arah x sebesar $5.0491E10$ N/m dan dalam arah y sebesar $2.05E09$ N/m.

Input Pembebanan Program SAP'90

Yang menjadi input pembebanan dari program SAP'90 adalah beban :

- beban gelombang seperti telah diuraikan pada sub bab terdahulu
- beban tumbukan kapal dan tarikan kapal
- beban struktur atas baik beban mati maupun beban hidup
- beban hidup struktur meliputi beban crane dan truk peti kemas.

Input Restraint pada Program SAP'90

❖ Restraints pada titik tetap tiang

Meupakan restrain dengan kondisi jepit, yaitu pada titik ini tidak ada displacemen dan rotasi dalam arah x,y,z.

❖ Restraints pada joint cap struktur

Merupakan restrain dengan kondisi bebas artinya memiliki nilai displacemen dan rotasi pada semua arah

❖ Spring pada ujung irisan struktur

Pada joint-joint 305 sampai dengan 335 dengan spasi 5 dipasang pegas-pegas dalam arah x dan y. Dipasanginya pegas-pegas untuk mewakili kekakuan struktur yang tidak ikut dianalisa.

Input Kombinasi Pembebanan Pada Program SAP'90

Berikut ini adalah input kombinasi pada program:

- ❑ Pembebanan mati dan pembebanan hidup
- ❑ Pembebanan mati + 50% pembebanan hidup + pembebanan bergerak
- ❑ Pembebanan mati + 50% pembebanan hidup + pembebanan bergerak + pembebanan gelombang
- ❑ Pembebanan mati + 50% pembebanan hidup + pembebanan bergerak + pembebanan gelombang + pembebanan tumbukan kapal
- ❑ Pembebanan mati + 50% pembebanan hidup + pembebanan bergerak + pembebanan gelombang + pembebanan tarikan kapal

Dari hasil running program dermaga dalam SAP'90 tersebut didapatkan posisi tiang yang paling kritis adalah posisi tiang dengan nomor 108. Tiang ini mendapat beban vertikal sebesar 2276.3 KN pada kombinasi pembebanan yang kelima. Dan mengalami displacement sebesar 0.05 m pada joint 303. Sedangkan untuk pembebanan lateral nilai yang terbesar terdapat pada joint 320 dengan nilai resultan gaya yang bekerja adalah 136.95 KN.

4.2. Pembahasan Daya Dukung Tanah

4.2.1 Pembahasan Daya Dukung Tanah Vertikal

Penyelidikan tanah yang ada pada 4 titik pengeboran T2,T3,T5 dan T6 yang dapat dilihat pada lampiran B4, memberikan jenis tanah dari lempung kaku sampai sangat kaku serta pada kedalaman 75-80m di bawah permukaan tanah telah mencapai lapisan tanah keras.

Data tanah yang didapatkan adalah berupa data boring, yaitu berupa nilai N lapangan. Harga N yang menunjukkan jumlah pukulan/m dari lapangan tersebut harus dikoreksi terlebih dahulu sebelum menjadi harga N design. Harga N mula-mula dikoreksi terhadap jenisnya apakah itu lempung atau pasir. Untuk data tanah hasil dari keempat boring tersebut di atas menghasilkan jenis tanah lempung kaku sampai sangat kaku. Sehingga harga N_1 koreksi sama dengan N lapangan atau mula-mula. Setelah didapatkan N_1 pada masing-masing kedalaman N_1 ini masih dikoreksi terhadap tekanan efektif tanah pada tiap-tiap kedalaman sehingga didapatkan N_2 . Untuk mendapatkan harga end bearing rata-rata didapatkan dengan merata-rata nilai N_2 sepanjang $8D$ keatas ujung dan $4D$ dibawah ujung menghasilkan nilai N_3 .

Kemudian telah dianalisa dengan metode *Schmertmann* daya dukung tanah vertikal. Lapisan tanah yang dianalisa adalah mulai dari 10 m dari permukaan tanah. Ini beralasan karena pada lapisan tanah tersebut adalah lempung lunak sehingga daya dukungnya dapat diabaikan. Kemudian diasumsikan juga bahwa kedalaman souring terjadi pada lapisan lumpur ini.

Dari analisa yang telah dilakukan dihasilkan untuk pile dengan diameter 1.117 m memberikan daya dukung tanah ijin minimal sebesar 2977 KN pada titik pengeboran T2 dan daya dukung tanah ijin maximal sebesar 3221 KN pada titik pengeboran T3. Sedangkan untuk pile dengan diameter 0.711 m menghasilkan daya dukung tanah ijin minimal sebesar 2288 KN pada titik pengeboran T2 dan daya dukung ijin maximal 2454 KN pada titik pengeboran T3. Daya dukung tanah ijin tersebut dengan memakai faktor keamanan 2.5.

4.2.2 Pembahasan Daya Dukung Tanah Lateral

Pada struktur Dermaga, beban-beban yang bekerja didominasi oleh beban-beban dengan arah lateral, seperti beban lingkungan yaitu beban gelombang, angin, arus dan gempa, juga beban operasional yaitu beban tumbukan dan tarikan kapal.

Saat beban-beban tersebut bekerja, tiang pancang dapat mengalami defleksi ataupun rotasi yang tentu saja diharapkan mempunyai nilai yang kecil, karena dermaga adalah struktur yang mempunyai tingkat kekakuan yang tinggi.

Untuk mendapatkan struktur dermaga yang rigid tersebut harus didukung oleh daya dukung tanah lateralnya yang besar.

Metode *Broms* memberikan keuntungan dalam menganalisa daya dukung tanah lateral adalah dapat dipakai untuk tiang pancang pendek dan panjang serta berujung tetap ataupun bebas.

Dalam Tugas Akhir ini setelah dianalisa tiang pancang termasuk dalam golongan tiang pancang panjang dengan ujung bebas. Walaupun pada kenyataannya kumpulan tiang pancang tersebut ujung-ujungnya disatukan oleh cap sehingga tidak berujung bebas, akan tetapi kondisi ini telah dikoreksi seperti terlihat pada bagian 3.3.3.

Dari analisa yang telah dilakukan memberikan daya dukung tanah terhadap beban lateral untuk tiang pancang dengan diameter 1.117 m, sebesar 524.33 kips=2336.3 KN. Dengan faktor keamanan sebesar 2.5 didapatkan daya dukung tanah lateral ijin sebesar 934.521 KN. Sedangkan untuk tiang pancang dengan diameter 0.711 m didapatkan Q ijin sebesar 553.108 KN.

4.3. Pembahasan Daya Dukung Struktur Tiang Pancang Dermaga

4.3.1 Pembahasan Daya Dukung Tanah Tersedia Karena Beban Vertikal

Pada struktur Dermaga Peti Kemas Antar Pulau Surabaya, beban-beban yang bekerja dengan arah vertikal meliputi :

- ⇒ Beban struktur atas
- ⇒ Beban crane dan truk peti kemas
- ⇒ Beban tiang pancang sendiri

Dari beban-beban tersebut diatas kemudian dianalisa dengan menginputkan pada program SAP'90, sehingga didapatkan bahwa beban vertikal dari struktur yang

paling maximal adalah sebesar 2275.47 KN pada tiang pancang dengan diameter 1.117 m dan posisi pada nomor 108. Sedangkan dari analisa daya dukung tanah vertikal adalah minimal 2977 KN untuk boring T2 dan maximal 3221 KN pada boring T3. Untuk tiang pancang dengan diameter 0.711 m gaya tekan maximal adalah 819.397 KN pada posisi nomor 122. Kemudian didapatkan daya dukung tanah untuk tiang pancang dengan diameter 0.711 m minimal sebesar 2288 KN untuk boring T2 dan 2454 KN untuk boring T3.

Dari uraian diatas dapat dilihat bahwa struktur berdiri dengan didukung oleh daya dukung tanah yang cukup. Sehingga struktur dalam kondisi stabil.

4.3.2 Pembahasan Daya Dukung Tanah yang Tersedia Karena Beban Lateral

Beban-beban yang bekerja pada tiang pancang dermaga didominasi oleh beban-beban dengan arah lateral, meliputi beban lingkungan dan beban operasional kapal. Walaupun ada sebagian dari beban-beban lingkungan yang tidak dimasukkan sebagai input dalam program, hal ini tidak akan mempunyai pengaruh yang penting. Sedangkan beban-beban yang dimasukkan sebagai input program telah dikalikan dengan faktor beban ketidakpastian sehingga menghasilkan beban yang lebih besar.

Hasil analisa program, mendapatkan beban lateral maximal yang diterima oleh struktur adalah sebesar 136.95 KN pada posisi tiang pancang nomor 120 sedangkan daya dukung tanah lateral yang tersedia adalah 934.521 KN untuk tiang pancang dengan diameter 1.117 m dan 553.108 KN untuk tiang pancang dengan

diameter 0.711 m. Hal ini menunjukkan bahwa tanah memiliki daya dukung tanah lateral yang cukup untuk menahan beban-beban yang bekerja tersebut.

Dan bersabarlah dalam menunggu ketetapan Tuhanmu, maka sesungguhnya kamu berada dalam penglihatan Kami dan bertasbihlah dengan memuji Tuhanmu ketika kamu bangun berdiri, dan bertasbihlah kepada-Nya pada beberapa saat di malam hari dan di waktu terbenam bintang-bintang (diwaktu fajar).

(Ath Thuur : 48-49)

BAB V

KESIMPULAN DAN PENUTUP

BAB V

KESIMPULAN DAN PENUTUP

Dermaga Peti Kemas Antar Pulau Surabaya sangat dibutuhkan keberadaannya, mengingat kondisi Indonesia yang merupakan negara maritim serta perkembangan yang pesat sarana transportasi laut baik untuk penumpang maupun barang.

Dermaga yang didukung kumpulan tiang pancang harus mempunyai daya dukung yang cukup baik daya dukung tanah lateral maupun vertikal. Untuk tiang pancang yang mendukung beban struktur di atasnya harus dapat meneruskan beban-beban tersebut ke lapisan tanah keras sehingga menghindarkan kegagalan struktur seperti misalnya settlement yang tidak sama, runtuhnya tiang pancang dan lain-lain. Dengan alasan tersebut di atas untuk mengetahui apakah tiang pancang mempunyai daya dukung yang cukup atau tidak dilakukan analisa tiang pancang akibat beban-beban vertikal dan lateral. Tiang pancang dianalisa tidak sebagai bagian dari tiang pancang kelompok akan tetapi dianalisa sebagai *single piles* hal ini dikarenakan jarak antar tiang pancang lebih dari 3 kali diameternya.

Dari yang analisa yang telah dilakukan di depan dapat disimpulkan sebagai berikut :

1. Beban arus dan angin dianggap tidak mempunyai besar yang signifikan bila dibandingkan dengan beban total yang bekerja pada struktur sehingga dalam analisa daya dukung terhadap beban lateral tiang pancang tidak diperhitungkan
2. Beban lingkungan yang diperhatikan dalam analisa stabilitas tiang pancang adalah beban gelombang yang dibangkitkan oleh angin. Gelombang yang terjadi pada pantai tersebut memiliki sifat sebagai gelombang dangkal. Besarnya beban gelombang yang bekerja pada struktur tiang adalah hasil dari perkalian antara beban gelombang melalui perhitungan *Morison* dan faktor beban ketidakpastian, yang menghasilkan beban design sebesar 36.8 N untuk tiang pancang dengan diameter 1.117 m dan 12.838 N dengan diameter 0.711 m. Sehingga beban gelombang design akan selalu lebih besar dari beban gelombang operasional.
3. Bagian kecil dari dermaga yang di analisa harus dapat mewakili perilaku dari struktur secara keseluruhan, oleh karena itu dipasang pegas-pegas dengan arah x dan y pada bagian struktur yang merupakan irisan dermaga bagian dalam. Pegas-pegas tersebut sebesar 5.0491×10^{10} N/m pada arah x dan 2.05×10^9 N/m pada arah y.
4. Hasil running dari program SAP'90 memberikan beban vertikal terbesar adalah 2276.3 KN dan daya dukung ijin tanah vertikal dihitung dengan metode *Schmertmann*, dengan faktor keamanan sebesar 2.5 adalah 2977 KN untuk boring T2 dan 3221 KN pada boring T3 untuk tiang pancang diameter 1.117 m. Sedangkan untuk tiang pancang dengan diameter 0.711 m mempunyai beban vertikal maksimal sebesar 819.327 KN dan daya dukung tanahnya 2288 KN di

boring T2 dan 2454 KN di boring T3. Sehingga beban vertikal < daya dukung ijin tanah. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada tabel 5.1.

Tabel 5.1 Beban Vertikal yang bekerja pada tiang pancang dan Daya Dukung Tanah ijin

Beban vertikal		Daya Dukung Tanah ijin Vertikal			
Beban maximal (KN)	Letak tiang pancang	Daya dukung tanah ijin minimal (KN)	Letak pengeboran	Daya dukung tanah ijin maximal (KN)	Letak pengeboran
2276.3	108	2977	T2	3221	T3


5. Kemudian tiang pancang mendapatkan pembebanan dengan arah lateral karena beban tumbukan kapal dan tarikan kapal. Dari running program SAP'90 di dapatkan beban lateral sebesar 136.95 KN sedangkan daya dukung tanah ijin lateralnya sebesar 934.521 KN untuk tiang pancang dengan diameter 1.117 m dan 553.108 KN untuk tiang pancang dengan diameter 0.7111 m. Dengan demikian daya dukung tanah lateral memiliki nilai lebih bila dibandingkan dengan beban lateral yang bekerja padanya. Uraian di atas dapat disimpulkan pada tabel 5.2 di bawah ini.

Tabel 5.2 Beban Lateral yang bekerja pada tiang pancang dan daya dukung tanah ijin lateral

Beban lateral		Daya Dukung Tanah ijin lateral (KN)	
Beban maximal (KN)	Letak tiang pancang	Daya dukung tanah ijin (KN) D=1.117 m	Daya dukung tanah ijin (KN) D=0.711 m
136.95	120	934.521	553.108

6. Dengan melihat hasil analisa daya dukung yang telah dilakukan baik daya dukung tanah lateral maupun daya dukung tanah vertikal dapat dilihat bahwa tiang pancang mempunyai daya dukung yang lebih besar dari gaya-gaya luar yang bekerja padanya baik yang bekerja secara lateral maupun secara vertikal. Sehingga dapat dikatakan bahwa struktur didukung oleh tiang pancang yang mempunyai daya dukung yang cukup besar.

Dari uraian di atas telah disimpulkan bahwa tiang pancang dalam mempunyai daya dukung yang cukup selama beban-beban tersebut bekerja. Setelah tiang pancang diketahui mempunyai daya dukung yang cukup dapat dilakukan analisa selanjutnya untuk kestabilitasannya saat menerima beban-beban tersebut.



DAFTAR PUSTAKA

DAFTAR PUSTAKA

- Cheung, F.K.P & Kulhawy, F.H (1981), **Pile Foundation Coastal Structures Handbook Series**, New York Sea Grant Institute Albany, New York.
- Das, B. M (1984), **Principles of Foundation Engineering**, Brooks/Cole Engineering Division, Monterey, California.
- Djarmiko, E. B & Murdjito (1994), **Diktat Struktur Bangunan Laut**, Teknik Kelautan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya
- Dowrick, D. J, 1977, **Earthquake Resistant Design**, John Wiley & Sons, California.
- Gaythwaite, John. W. (1990), **Design of Marine Facilities for Brething, Mooring and Repair of Vessels**, Van Nostrand Reinhold, New York.
- Hardiyatmo, H. Christady. (1996), **Mekanika Tanah I**, PT Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Nottingham, L.C. (1975), **Use of Quasi-Static Friction Cone Penetrometer Data to Predict Load Capacity of Displacement Piles**, University of Florida, Gainsville.
- Prakash, S & Hari, D. S. (1990), **Pile Foundation In Engineering Practice**, A Wiley-Interscience Publication, Canada.
- Pemerintah Reublik Indonesia Departemen Perhubungan (1996), **Proyek Pengembangan Pelabuhan Tanjung Perak Surabaya Dermaga Peti Kemas Antar Pulau**, P.T. Pelabuhan Indonesia III, Surabaya

- Sardjono, H.S. (1991), **Pondasi Tiang Pancang**, CV Sinar Wijaya, Surabaya.
- Sosrodarsono, Suyono. (1994), **Mekanika Teknik & Teknik Pondasi**, P.T Pradnya Paramita, Jakarta.
- Seward, Derek. (1994), **Understanding Structures Analysis, Materials, Design**, The Macmillan Pres, LTD, Department of Engineering University of Lancaster.
- Triatmodjo, Bambang (1996), **Pelabuhan**, Universitas Gajah Mada , Yogyakarta.
- Tomlinson, M. J. (1977), **Pile Design and Construction Practice**, A Viewpoint Publication, London

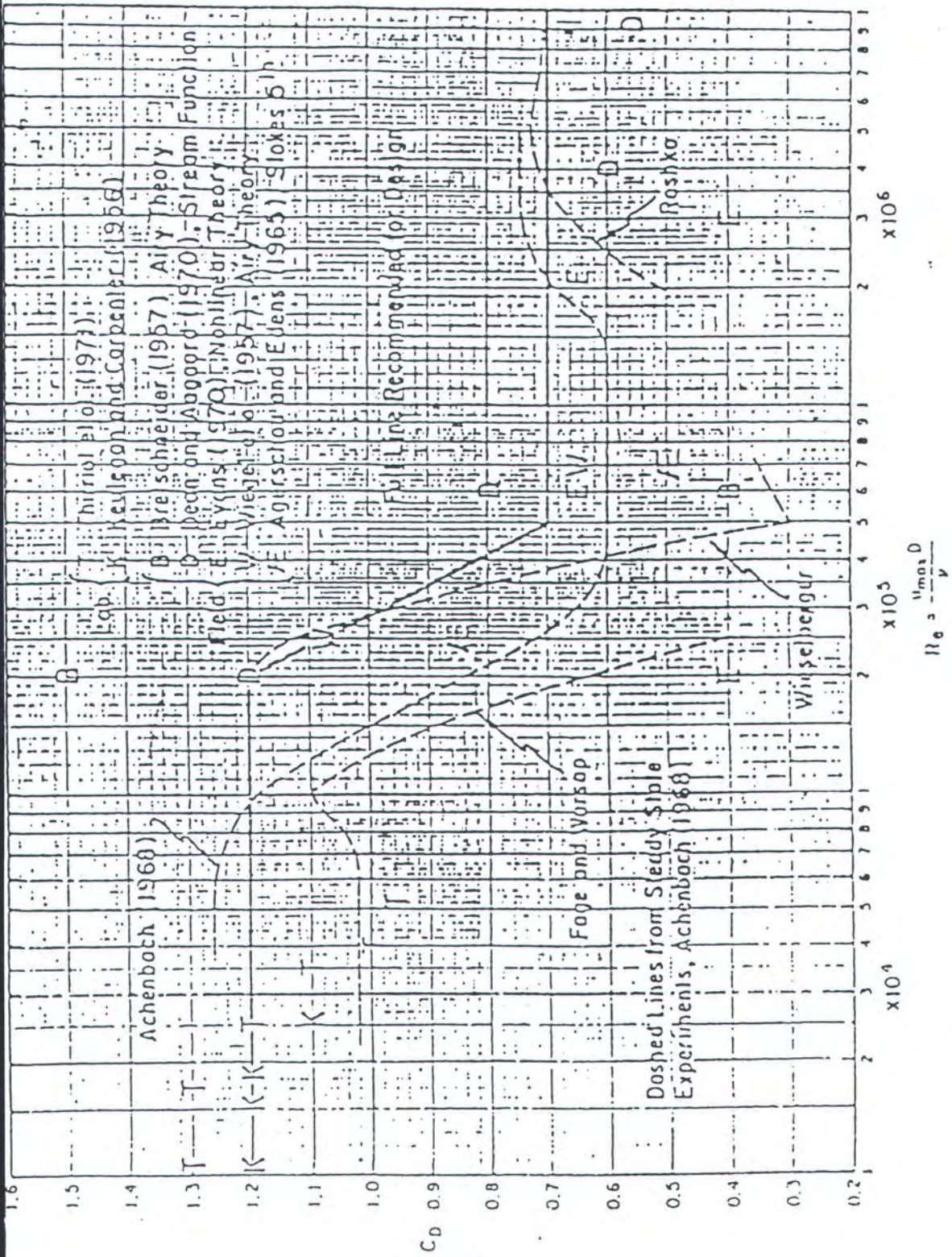


LAMPIRAN

LAMPIRAN-LAMPIRAN

LAMPIRAN A1

GRAFIK R_n VS CD



LAMPIRAN B1

GAMBAR STRUKTUR

	SEKARANG	
	MAKSIMUM	MINIMUM
110 m	72 m	
16 m	13 m	
6.625 m	4.1 m	
1.7 m	1.1 m	
6.5 m	4.5 m	

KAYAH BERHING KAPAL

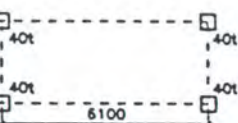
0.20m/det
DERAJAT
TON
TON

INDONESIA, DIMANA SURABAYA
IV
EMPA REGIONAL =
UBSOIL = KOEFISIEN KEUTAMAAN
1.5 = 0.09

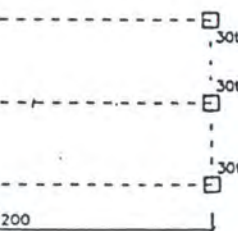
SENDIRI DARI SEMUA

WALING JELEK TERHADAP
IKUT INI :

KOMBINASI DENGAN BERAT



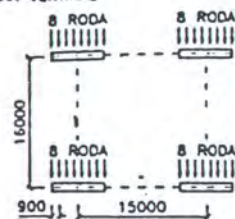
AN PENUH DITUMPUK SEBANYAK
M BLOK PENUMPUKAN, DALAM
MAKSIMUM PADA 4 (EMPAT)
AREA KONTAK : 0.45x0.45m



PERBOLEHKAN 1 (SATU) TUMPUKAN SAJA
(EMPAT) KAKINYA 30 TON DENGAN

C. CONTAINER CRANE

- BEBAN VERTIKAL



BEBAN AKIBAT BERAT SENDIRI
CRANE 22.5t TIAP RODA
=MAKS. 30t+2t KEJUT
TIAP RODA

MAKSIMUM BEBAN RODA ADALAH SEBAGAI BERIKUT :

RODA SISI DARAT : BOOM UP, MAKS. BACK REACH, MAKS. WIND
RODA SISI LAUT : BOOM DOWN, MAKS. OUT REACH, FULL LIFT, MAKS. WIND

JARAK RODA TERDEKAT ANTARA CRANE YANG BERSEBELAHAN ADALAH 3000mm

- BEBAN HORIZONTAL

BEBAN ANKER 35 TON SEJAJAR DENGAN REL

BEBAN REM : 8.75 TON/REM

2 REM/BOGIE

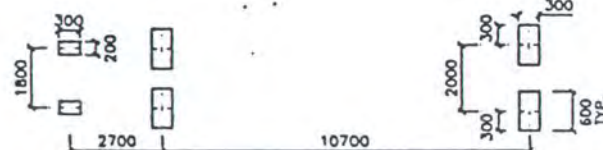
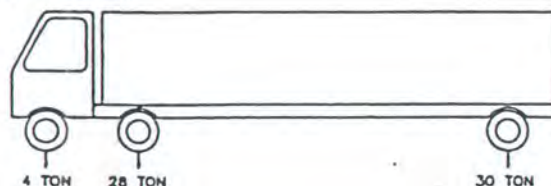
4 BOGIE/CRANE

BEBAN ANGIN : 12 TON/BOGIE, SEJAJAR DENGAN REL

14 TON/BOGIE, TEGAK LURUS DENGAN REL

CRANE STOP : 70 TON

D. TRUK PETI KEMAS

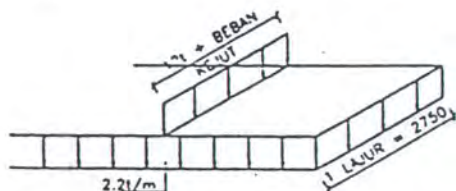


UNTUK MEMPERHITUNGKAN PENGARUH KEJUT, DIGUNAKAN RUMUS :

$$K = 1 + \frac{20}{50+L}$$

L = PANJANG BENTANG DALAM METER

E. BEBAN LAJUR JALAN

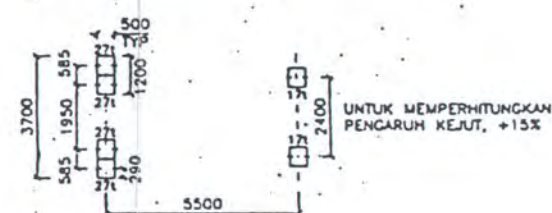
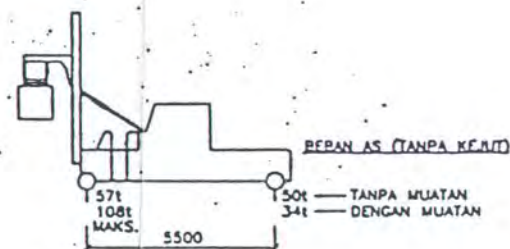


$$KEJUT, K = 1 + \frac{20}{50+L}$$

L = PANJANG BENTANG DALAM METER

F. TOP LOADER

TOP LOADER HANYA DIPERKENANKAN BEROPERASI PADA KONDISI
EMERGENSI (ABNORMAL). SELAMA KONDISI TERSEBUT HANYA
DIPERKENANKAN PENGOPERASIAN 1(SATU) TOP LOADER SAJA
DAN KRITERIA LAYANAN TERHADAP RETAK TIDAK BERLAKU



12.0 KETERANGAN UMUM

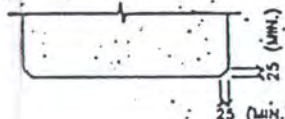
12.1 PERSYARATAN-PERSYARATAN SECARA MENDETAILED MENGENAI MATERIAL
DAN FABRIKASI SERTA PROSEDUR INSTALASI DITERANGKAN DALAM
RKS (RENCANA KERJA DAN SYARAT-SYARAT).
UNTUK KEMUDAHAN, BERIKUT INI DISUSUN RINGKASAN BEBERAPA
PERSYARATAN TERTENTU.
BILA ADA TERJADI PERBEDAAN, MAKA PERSYARATAN YANG ADA DALAM
RKS ADALAH YANG MENENTUKAN.

12.2 MATERIAL BAJA UNTUK TIANG PANGCANG DAN PERKUATAN LUBUNG BAWAH
TIANG PANGCANG HARUS SESUAI DENGAN BS4360 GRADE SOC, DENGAN
TEGANGAN LELEM MINIMAL 345MPa.

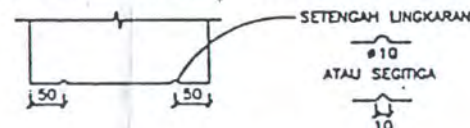
12.3 MATERIAL BETON HARUS MEMPUNYAI KUAT TEKAN MINIMAL PADA UMUR
28 HARI SEBAGAI BERIKUT :

- PELAT BETON CAST IN-SITU $f_c = 35 \text{ MPa}$ (SILINDER)
- PELAT BETON PRACETAK $f_c = 35 \text{ MPa}$ (SILINDER)
- BALOK CAST IN-SITU $f_c = 35 \text{ MPa}$ (SILINDER)
- BETON BERTULANG PENGISI $f_c = 35 \text{ MPa}$ (SILINDER)
- TIANG PANGCANG BAJA $f_a = 25 \text{ MPa}$ (SILINDER)
- BETON TAK BERTULANG PENGISI $f_a = 25 \text{ MPa}$ (SILINDER)
- TIANG PANGCANG BAJA

KECUALI APABILA DITENTUKAN LAIN, MAKA SELURUH SUDUT BETON YANG
TERBUKA (EXPOSED) HARUS MEMPUNYAI TAKIKAN (CHAMFER) MINIMAL
SEBESAR 25mm.



BAGIAN BAWAH BALOK CAST IN-SITU HARUS MEMPUNYAI MINIMAL
2 (DUA) BUAH TALI AIR SEBAGAIMANA DITUNJUKKAN BERIKUT INI :



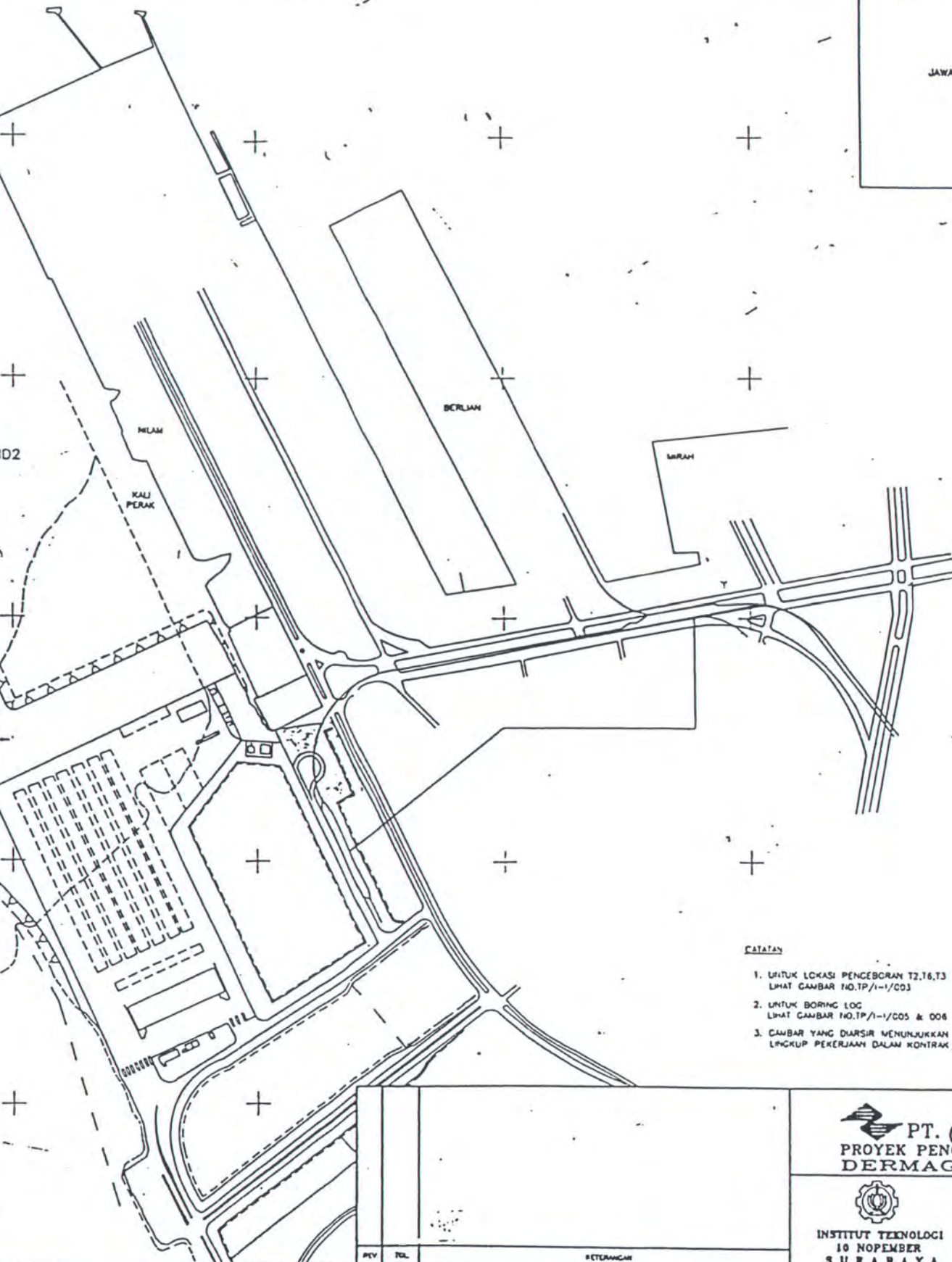
12.4 SELURUH TULANGAN BAJA UNTUK BETON BERTULANG HARUS BERULIR
SESUAI DENGAN SNI-2052-1990 A/B DENGAN MUTU BAJA BJTD40,
TEGANGAN LELEM MINIMAL 40kg/mm2 (390 MPa).
PERSYARATAN-PERSYARATAN TAMBAHAN KHUSUS UNTUK PENULANGAN
MEWANGKAT PADA SAMBUNGAN ANTARA TIANG PANGCANG DAN KEPALA
TIANG (PILE CAP), HARUS MERUJUK PADA KETENTUAN DALAM RKS.

12.5 MATERIAL BAJA YANG DIGUNAKAN UNTUK TIANG PAGAR PENGAMAN
(GUARDRAIL POST) DAN REL HARUS MEMPUNYAI TEGANGAN LELEM
MINIMAL SEBESAR 32kg/mm2 (314MPa).
MATERIAL BAJA SELAIN YANG DITENTUKAN DIATAS HARUS MEMPUNYAI
TEGANGAN LELEM MINIMAL 24.5kg/mm2 (240MPa).

PEMERINTAH REPUBLIK INDONESIA DEPARTEMEN PERBURUHAN PT. (PERSERO) PELABUHAN INDONESIA III PROYEK PENGEMBANGAN PELABUHAN TANJUNG PERAK SURABAYA DERMAKA PETI KEMAS ANTAR PULAU		INSTITUT TEKNOLOGI 10 NOPEMBER SURABAYA	KRITERIA DESAIN	Revisi: 1 REVISI: PALMER & TITTON, M. PE. SUPREMACIA TRANSCORP No. BAKSAL .TP/1-1/001 Name No: 1
REV.	TOL.	KHUSUS JALUR TENDER		

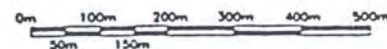


LETAK GEOGRAFIS



CATATAN

1. UNTUK LOKASI PENCEBORAN T2, T6, T3 & T5
LIHAT GAMBAR NO.TP/1-1/003
2. UNTUK BORING LOG
LIHAT GAMBAR NO.TP/1-1/005 & 006
3. GAMBAR YANG DIARSIR MENUNJUKKAN
LINGKUP PEKERJAAN DALAM KONTRAK.



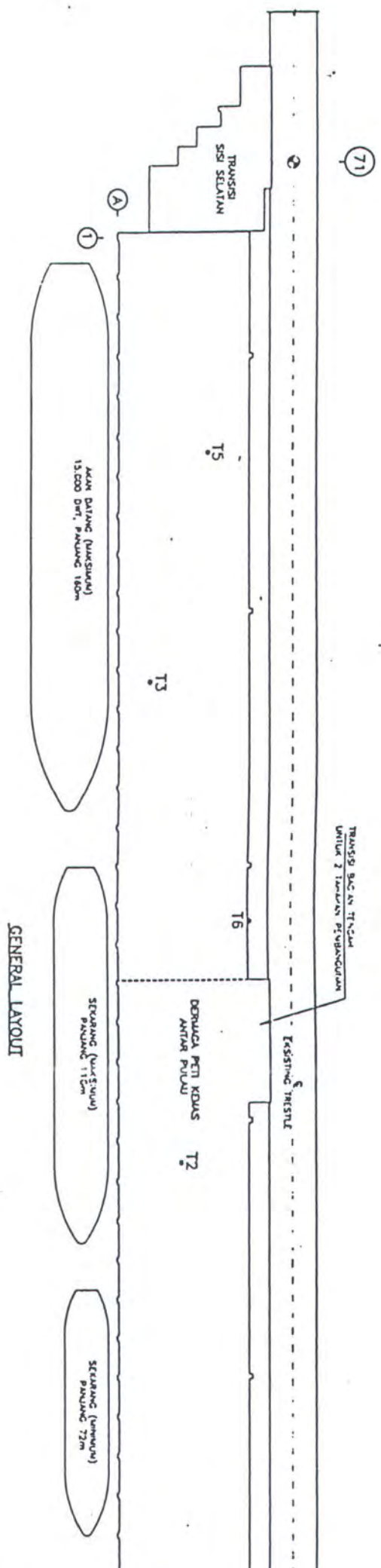
PEMERINTAH REPUBLIK INDONESIA
DEPARTEMEN PERHUBUNGAN
PT. (PERSERO) PELABUHAN INDONESIA III
PROYEK PENGEMBANGAN PELABUHAN TANJUNG PERAK SURAB.
DERMAGA PETI KEMAS ANTAR PULA

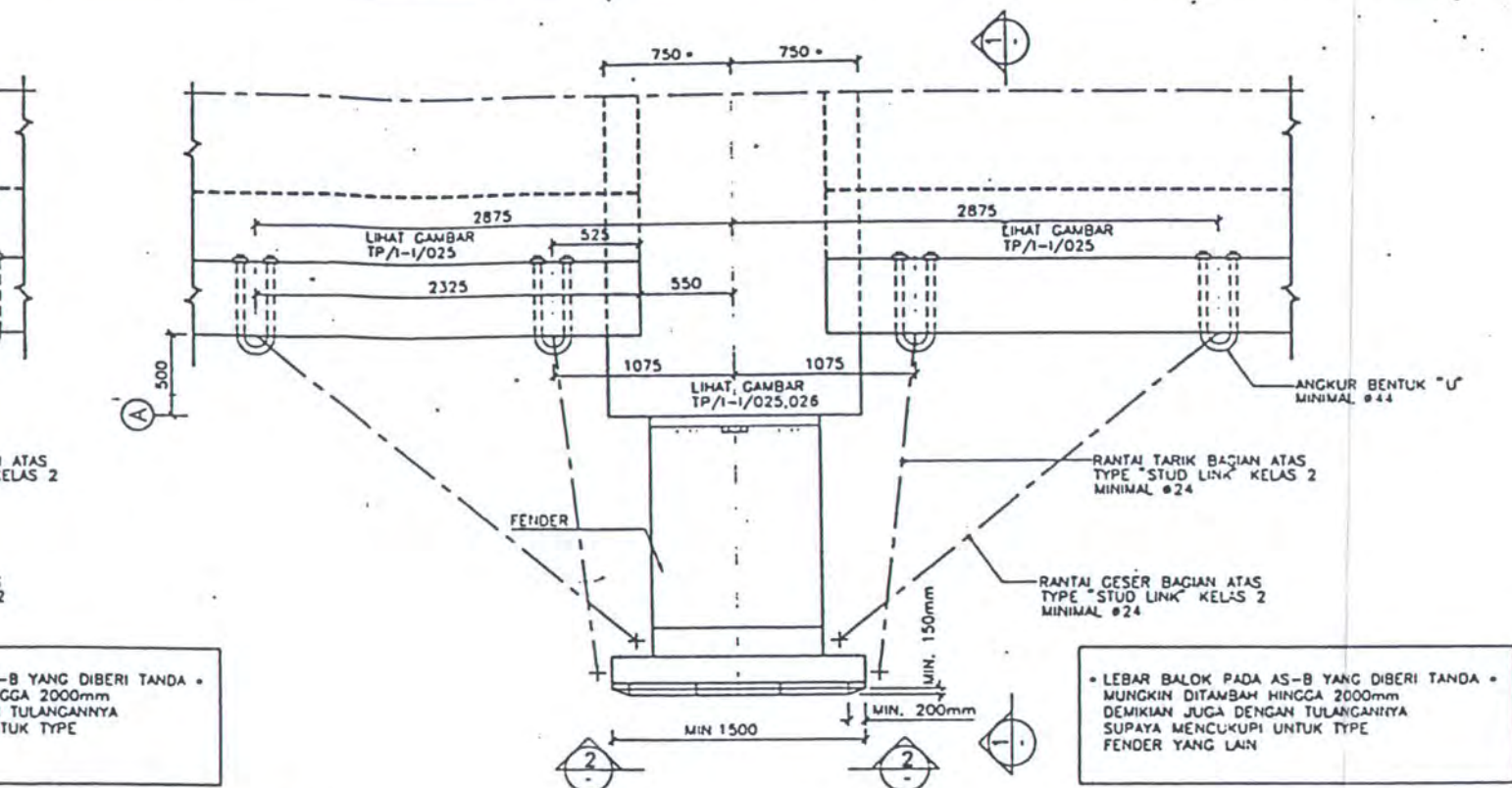


INSTITUT TEKNOLOGI
10 NOPEMBER
SURABAYA

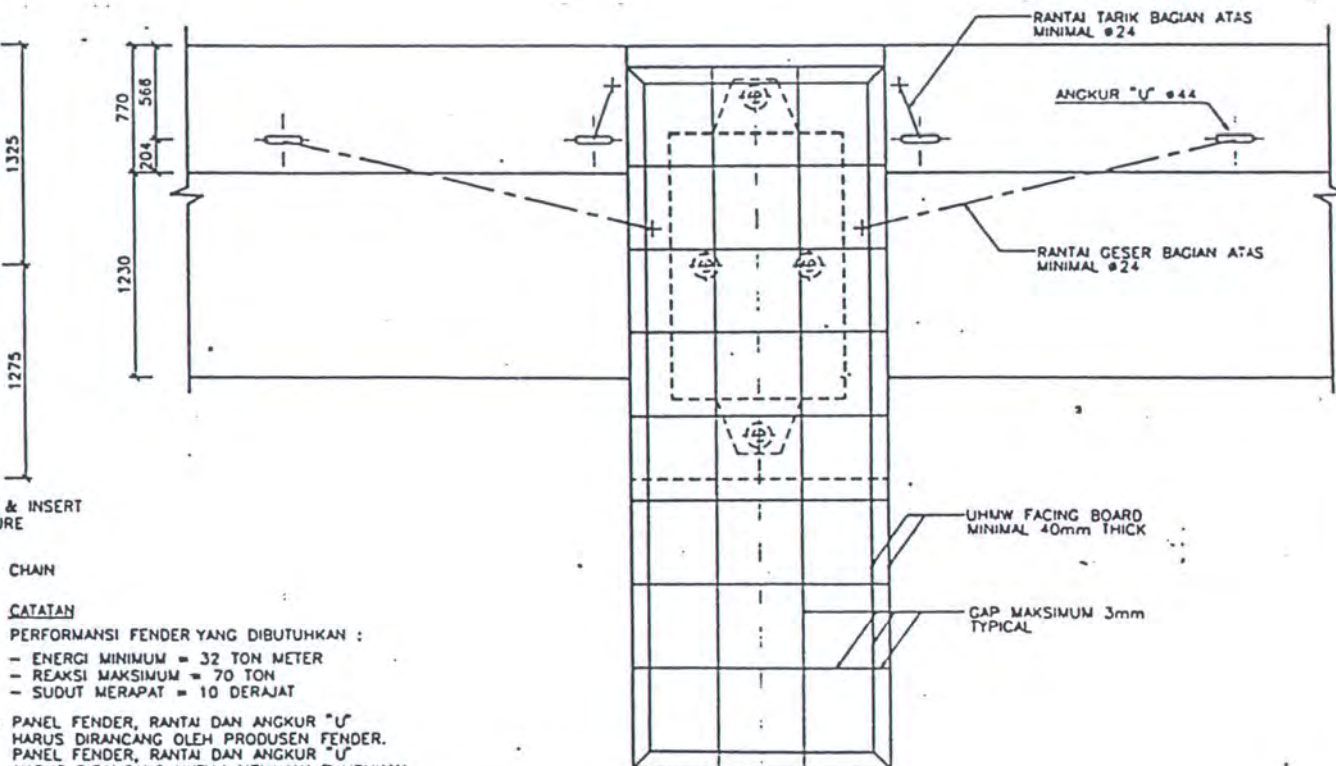
GENERAL LAYOUT
LEMBAR 1

Revisi Perbaikan :
REVISI PERBAIKAN & TITIK, LOKASI
PT. DARMASATTA TRUSMIKONJAL
Dik. B. Uda 28
TP/1-1/002
Rencana No. CA-1411





DETAIL FENDER



TAMPAK 2-2

& INSERT
RE

CHAIN

CATATAN

PERFORMANSI FENDER YANG DIBUTUHKAN :

- ENERGI MINIMUM = 32 TON METER
- REAKSI MAKSIMUM = 70 TON
- SUDUT MERAPAT = 10 DERAJAT

PANEL FENDER, RANTAI DAN ANGKUR "U" HARUS DIRANCANG OLEH PRODUSEN FENDER. PANEL FENDER, RANTAI DAN ANGKUR "U" HARUS DIRANCANG UNTUK MENAHAN TUMBUKAN KAPAL RENCANA TERKECIL DAN TERBESAR PADA KONDISI PASANG SURUT TANPA TERJADI KERUSAKAN

PENURUNAN (SAG) MAKSIMUM YANG DIJINKAN UNTUK FENDER DAN PANEL ADALAH 70mm APABILA SUSUNAN RANTAI SEBAGAIMANA DI TUNJUKAN MEMBERIKAN PENURUNAN (SAG) MELEBIHI BATAS RESEBUT DIATAS, MAKA PERLU DITAMBAHKAN RANTAI PENGGANTUNG. SUSUNAN AKHIR PEMASANGAN RANTAI HARUS MENDAPATKAN PERSETUJUAN DARI DIREKSI PENGAWAS.

TUAP-TUAP RANTAI HARUS MEMPUNYA SEBUAH MATA RANTAI YANG DAPAT DISETEL (ADJUSTABLE SHACKLE) DENGAN JARAK PENYETELAN SAMA DENGAN PANJANG SISI DALAM DARI SEBUAH MATA RANTAI STANDAR.

REV.	TOL.	KETERANGAN



PEMERINTAH REPUBLIK INDONESIA
DEPARTEMEN PERHUBUNGAN
PT. (PERSERO) PELABUHAN INDONESIA
PROYEK PENGEMBANGAN PELABUHAN TANJUNG PERAK SURABAYA
DERMAGA PETI KEMAS ANTAR PULAU



INSTITUT TEKNOLOGI
10 NOPEMBER
SURABAYA

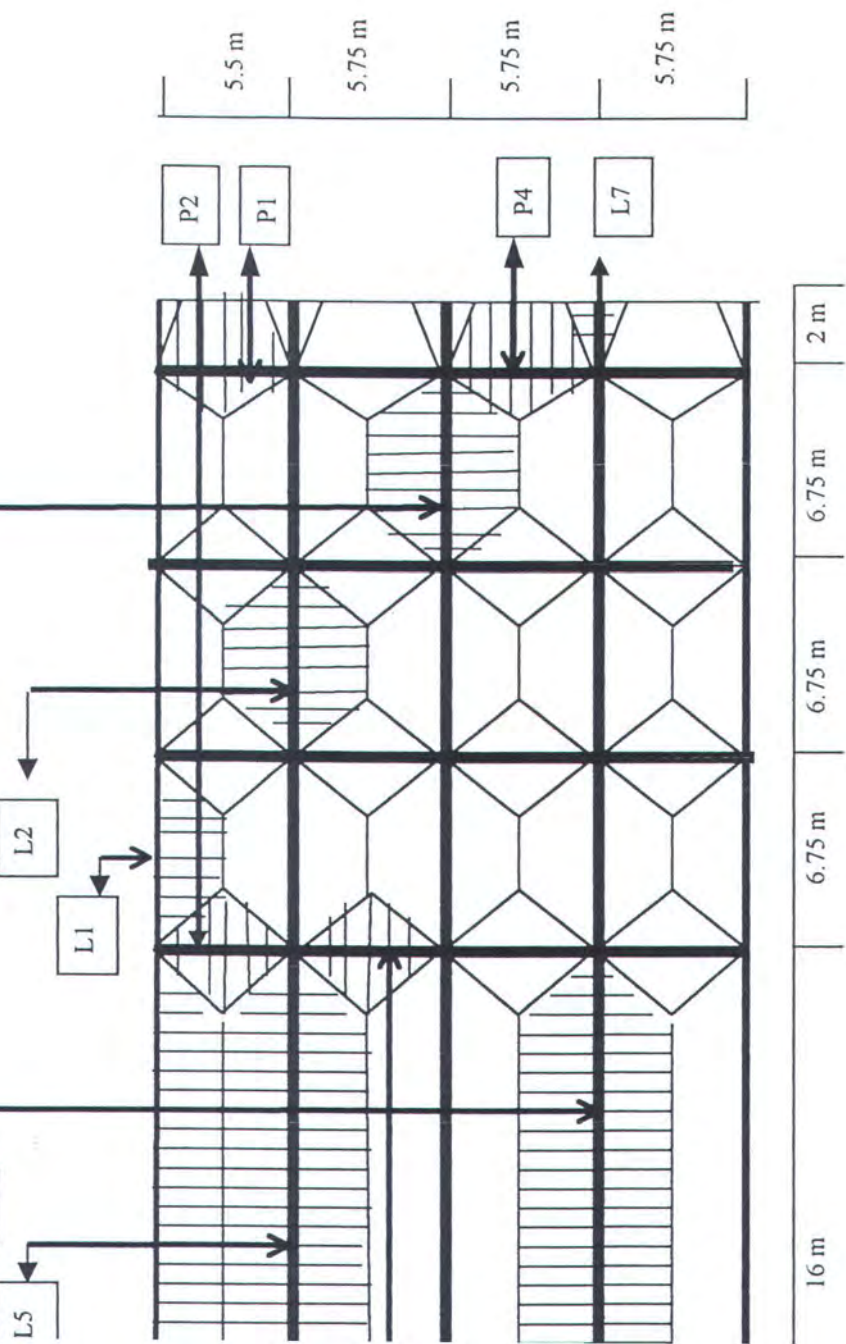
SISTEM FENDER

Revisi Perbaikan
Revisi Perbaikan
PT. (PERSERO) PELABUHAN INDONESIA
Revisi Perbaikan
TP/1-1/025

0 0.5 1 1.5 2

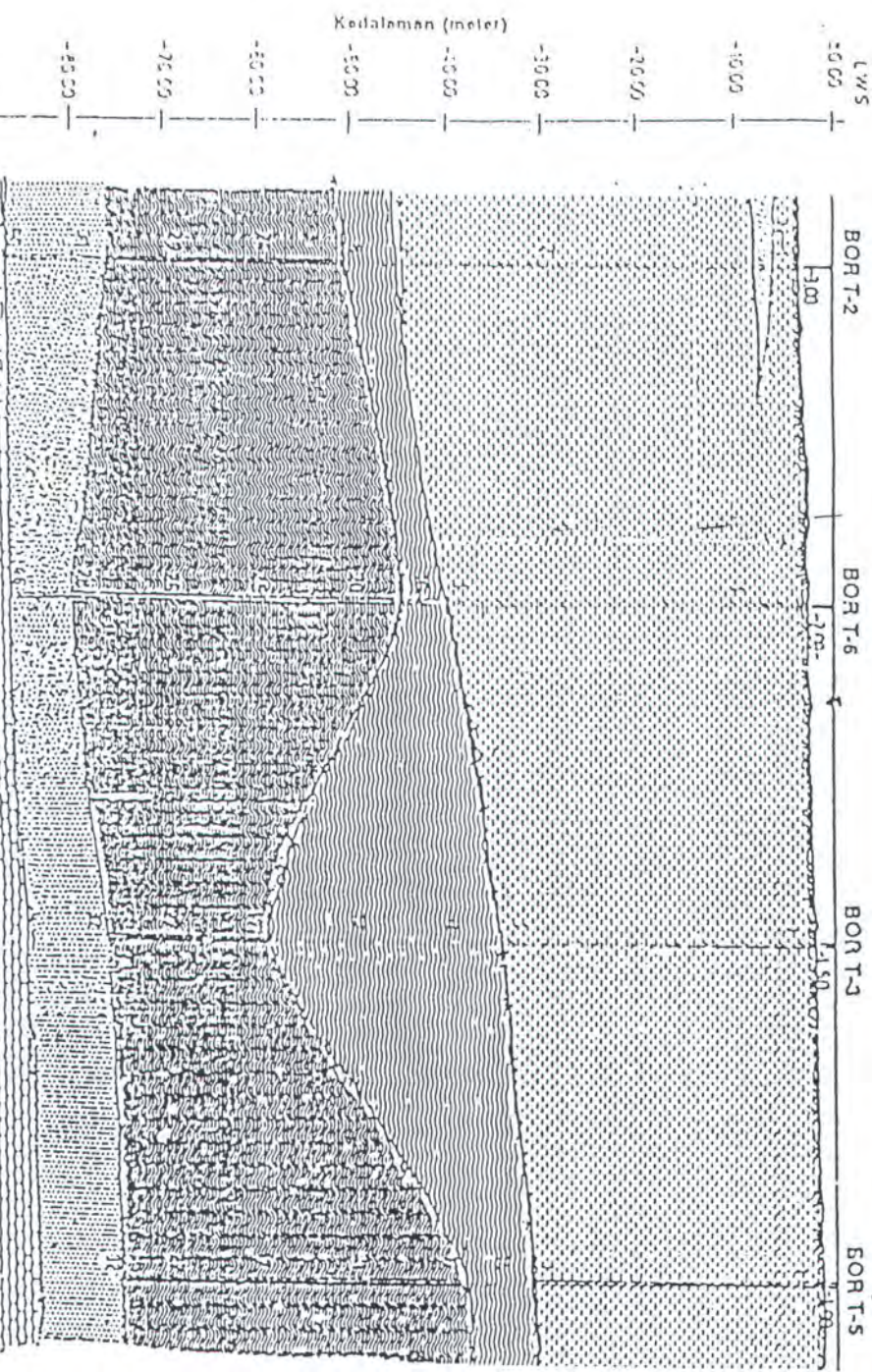
LAMPIRAN B3

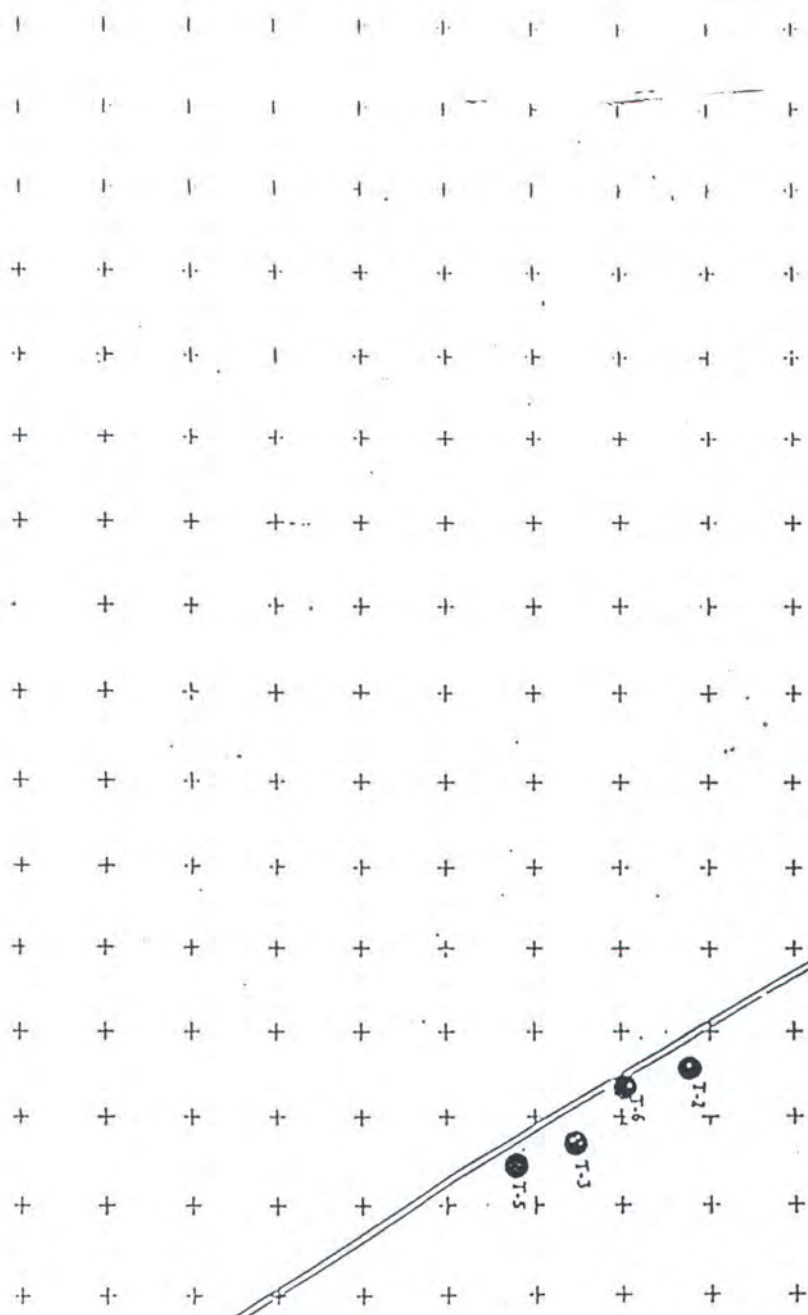
GAMBAR TIPE PEMBEBANAN



LAMPIRAN B4

4 LOKASI TITIK PENGEBORAN





(1002)

BOREHOLE NO : T-2.

GROUND WATER LEVEL : 14
GROUND SURFACE LEVEL : 11

Station EWS (m)	SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST								STRENGTH TEST				ATTITUDE DEGREES						γ	C ₁	e ₀																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
		0	10	20	30	40	50	60	TYPE	C _u	C'	φ _u	φ'	0	10	40	60	80	100																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
0																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															

BOREHOLE NO : T-3

COORDINATE :
BORING DEPTH :

GROUND WATER LEVEL: 1 M
GROUND SURFACE LEVEL: 2 M

[illegible]

PROJECT : Pengembangan Derimaga Peli Kemas,		COORDINATE : 1		GROUND WATER LEVEL : 1																		
LOCATION : Pelabuhan Tanjung Perak, Surabaya,		BORING DEPTH : 1		GROUND SURFACE LEVEL : 1																		
DEPTH (m)	SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST					STRENGTH TEST					ATTENUATION LIMITS					γ	C _u	e			
		0	10	20	30	40	50	60	TYPE	C _u	C'	γ _u	γ'	0	20	40				60	80	100
0.0																						
0.5									UU	0.48	-	0	-		40	50	120			1.67	2.60	1
1.0																						
1.5									UU	0.53	-	0	-		40	50	120			1.67	2.55	1
2.0																						
2.5									UU	0.54	-	0	-		40	50	120			1.69	2.59	1
3.0																						
3.5																						
4.0									UU	0.60	-	0	-		40	50	120			1.72	2.60	1
4.5	Clay (CH), grey, inorganic, trace of sand, stiff to hard.																					
5.0																						
5.5																						
6.0																						
6.5																						
7.0									UU	0.70	-	0	-		40	50	120			1.79	2.59	1
7.5																						
8.0																						
8.5																						
9.0									UU	0.97	-	0	-		40	50	120			1.82	2.60	0
9.5																						
10.0																						
10.5																						
11.0																						
11.5									UU	1.16	-	0	-		40	50	120			1.84	2.61	
12.0																						
12.5																						
13.0																						
13.5																						
14.0																						
14.5																						
15.0																						
15.5																						
16.0																						
16.5																						
17.0																						
17.5																						
18.0																						
18.5																						
19.0																						
19.5																						
20.0																						
20.5																						
21.0																						
21.5																						
22.0																						
22.5																						
23.0																						
23.5																						
24.0																						
24.5																						
25.0																						
25.5																						
26.0																						
26.5																						
27.0																						
27.5																						
28.0																						
28.5																						
29.0																						
29.5																						
30.0																						
30.5																						
31.0																						
31.5																						
32.0																						
32.5																						
33.0																						
33.5																						
34.0																						
34.5																						
35.0																						
35.5																						
36.0																						
36.5																						
37.0																						
37.5																						
38.0																						
38.5																						
39.0																						
39.5																						
40.0																						
40.5																						
41.0																						
41.5																						
42.0																						
42.5																						
43.0																						
43.5																						
44.0																						
44.5																						
45.0																						
45.5																						
46.0																						
46.5																						
47.0																						
47.5																						
48.0																						
48.5																						
49.0																						
49.5																						
50.0																						
50.5																						
51.0																						
51.5																						
52.0																						
52.5																						
53.0																						
53.5																						
54.0																						
54.5																						
55.0																						
55.5																						
56.0																						
56.5																						
57.0																						
57.5																						
58.0																						
58.5																						
59.0																						
59.5																						
60.0																						
60.5																						

二二

二二

二二

DEPTH (m)		SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST						STRENGTH TEST					ATTENBERG LIMITS					γ	C_u	e																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
			0	10	20	30	40	50	60	TYPE	C_u	C'	V_v	γ'	20	40	60	80				100																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														
-1																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																				

BOREHOLE NO : T-5

GROUND WATER LEVEL : M
GROUND SURFACE LEVEL : M

[illegible]

BORING LOG

BOREHOLE NO : T-6

PROJECT : Pengembangan Dermaga Peli Kemas.

COORDINATE :

GROUND WATER LEVEL : 1

M

LOCATION : Pelabuhan Tanjung Perak, Surabaya.

BORING DEPTH :

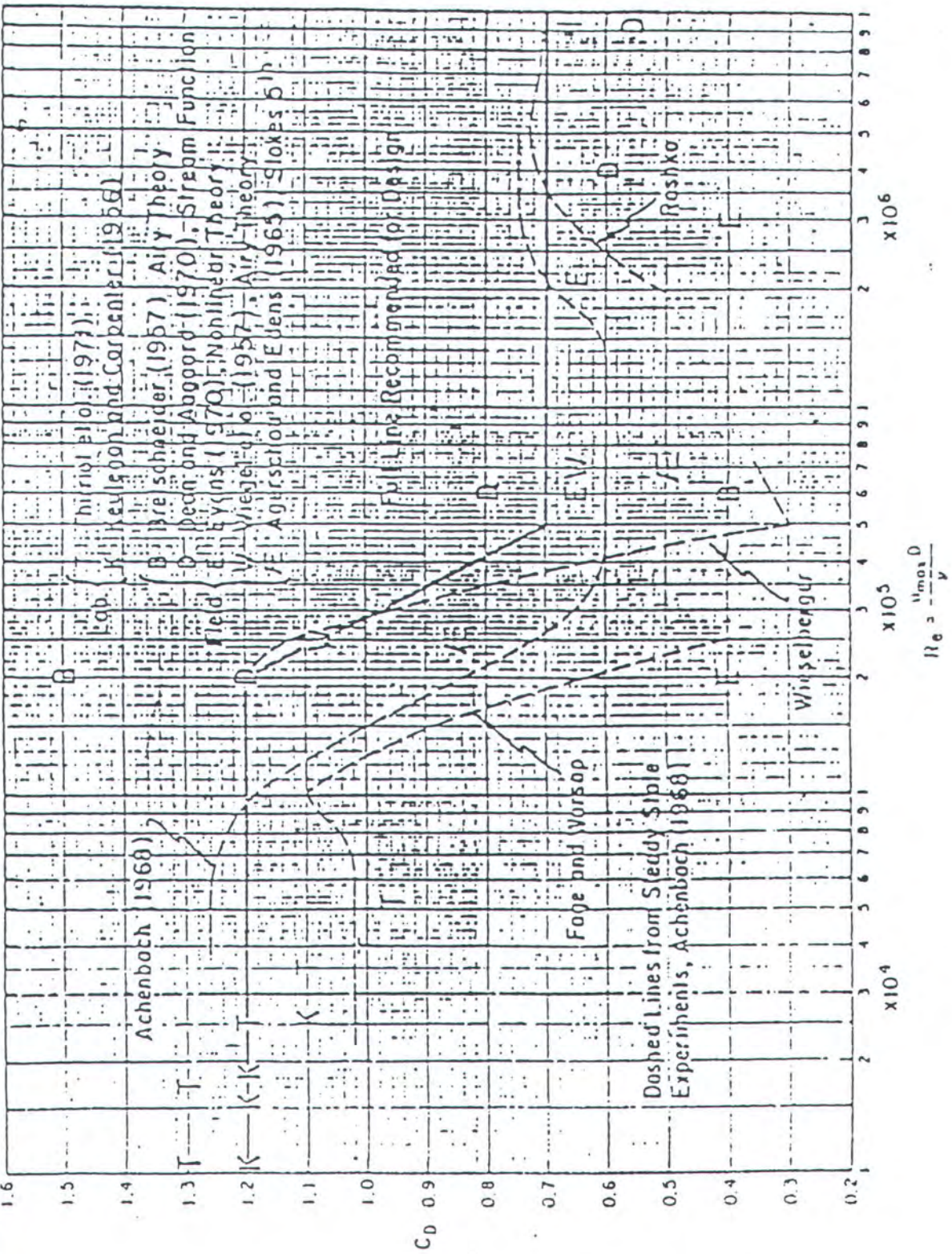
M

GROUND SURFACE LEVEL : 1

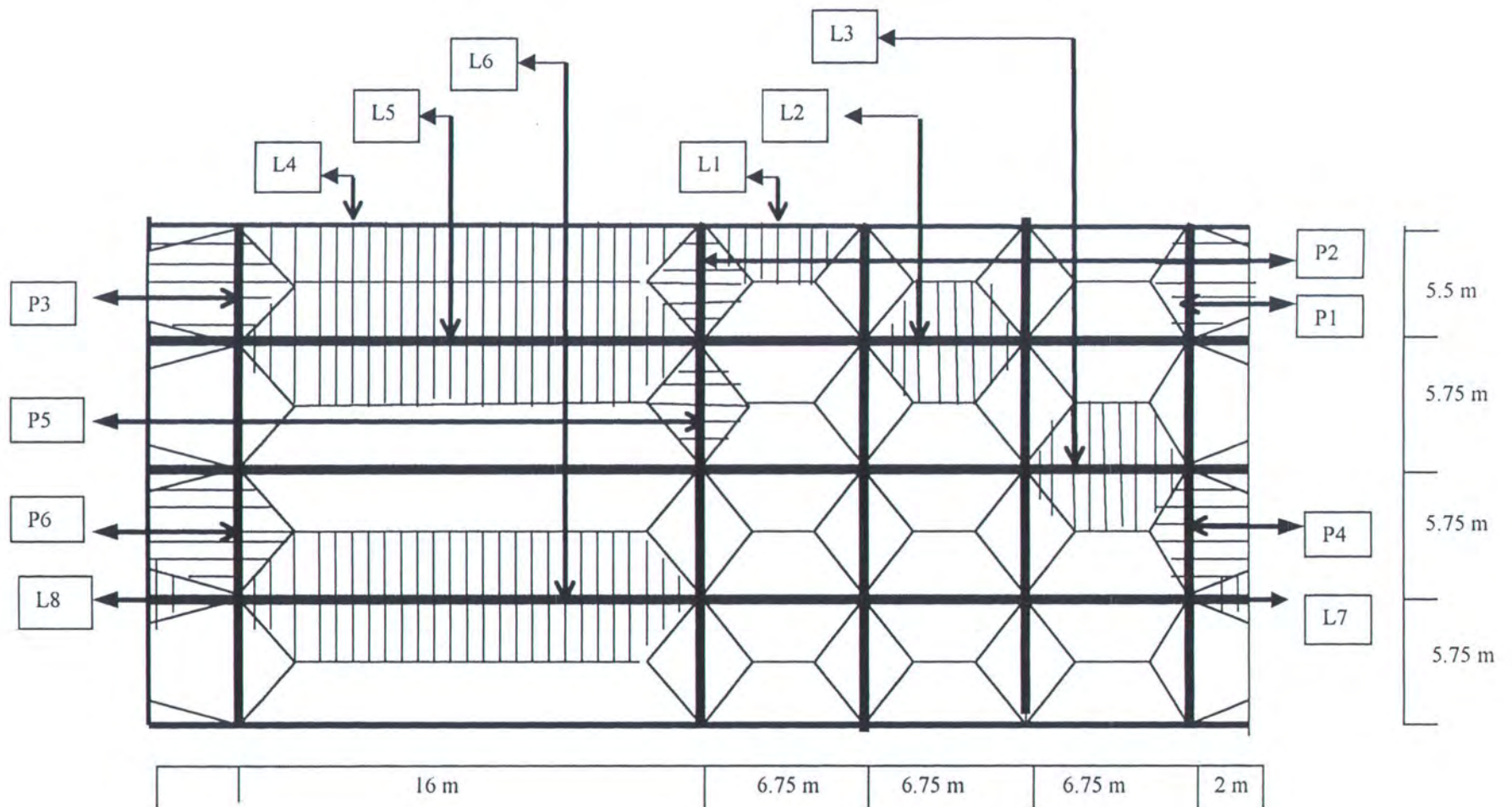
M

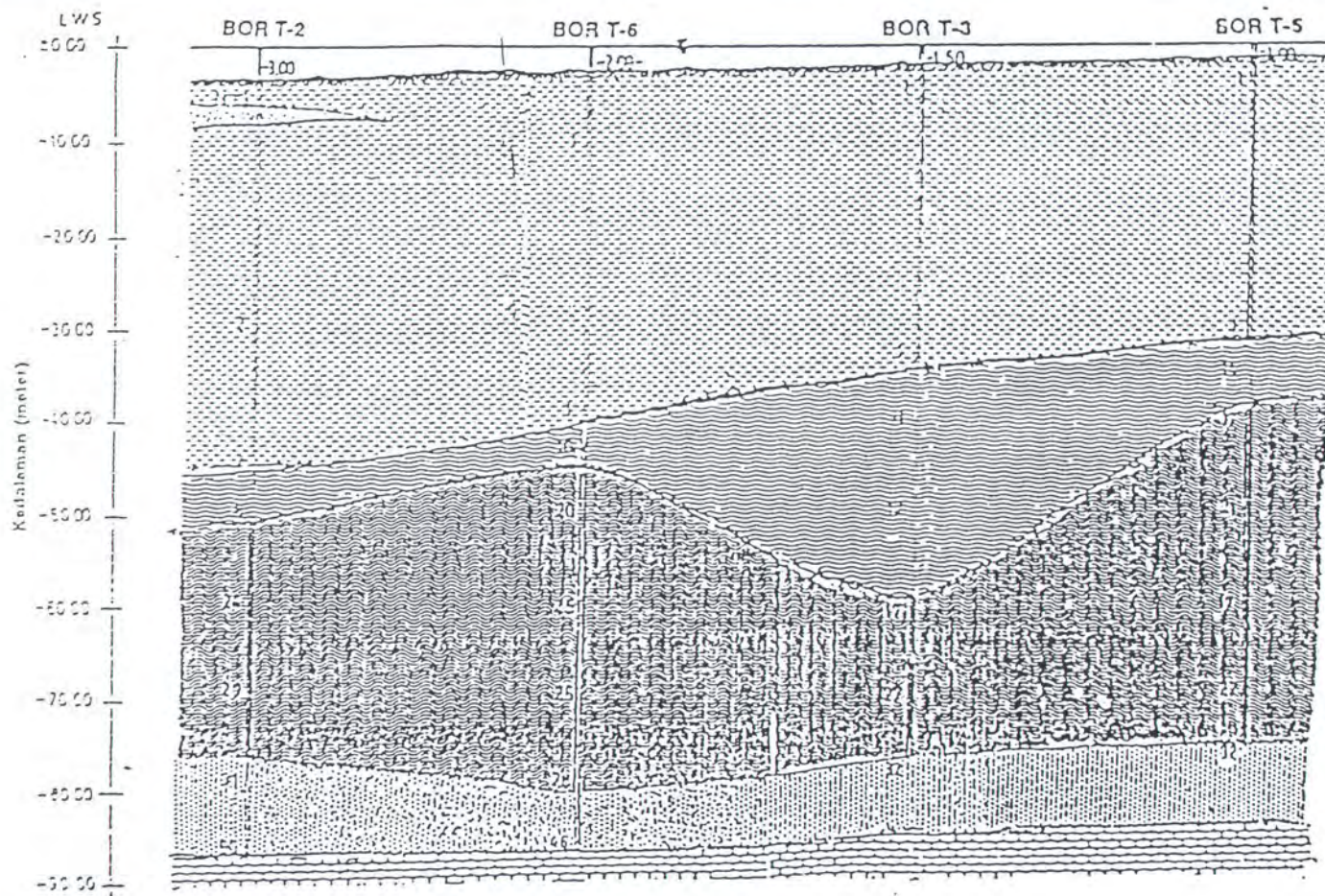
DEPTH LWS (m)	SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST						STRENGTH TEST					ATTENBERG LIMITS					γ	C _u	e _s																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
		0	10	20	30	40	50	60	TYPE	C _u	C _t	W _L	Y	0	20	40	60				80	100																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																						
0																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												

Clay (CH), grey, inorganic, trace of sand, very soft to very stiff.



DENAH TIPE PEMBEBANAN





Statigrafi Tanah Di Rencana Dermaga Inter Island

STRATIGRAFI TANAH

LOKASI:







RENCANA DERMAGA
INTER ISLAND

SKALA:

VERTIKAL

HORISONTAL

LEGENDA

-  VERY SOFT CLAY
-  SOFT CLAY
-  STIFF CLAY
-  LOOSE SAND
-  DENSE SAND
-  HARD SOIL

LAMPIRAN B5

PERHITUNGAN DAYA DUKUNG DAN GRAFIKNYA

Tabel B5.1 perhitungan daya dukung tanah dengan diameter pile =1.117 pada boring T2

Depth	N lap	N1	N2	N3	Fsi	L/8D	Qs 1	Qs 2	QS	ΣQS	Qb	Q ult	Q all
m	blow/m	Blow/m	Ton/m2	Ton /m2	Ton /m2		Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	KN
0	0.022	0.022	0.075	0	0.038	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	0.022	0.022	0.07	0	0.035	0.06	0	0	0	0	0	0	0
3.5	0.022	0.022	0.048	0	0.024	0.39	0.1	0	0.1	0.1	0	0.1	0.4
6.5	1	1	1.668	0	0.834	0.73	6.38	0	6.4	6.5	0	6.5	25.4
8.936	1.812	1.812	2.538	0.988	1.269	1	10.8	0	11	17	39	56	220
9.5	2	2	2.315	1.017	1.157	1.06	10.8	2.3	13	24	40	64	250
12.5	1	1	0.997	1.395	0.498	1.4	10.8	5.2	16	29	55	84	329
15.5	1	1	0.962	1.831	0.481	1.73	10.8	5.1	16	32	72	104	407
18.5	1	1	0.928	1.596	0.464	2.07	10.8	4.9	16	32	63	94	370
21.5	2	2	1.792	1.34	0.896	2.41	10.8	9.4	20	36	52	88	347
24.5	2	2	1.732	1.444	0.866	2.74	10.8	9.1	20	40	57	97	380
27.5	2	2	1.674	1.548	0.837	3.08	10.8	8.8	20	40	61	100	393
30.5	2	2	1.618	1.642	0.809	3.41	10.8	8.5	19	39	64	103	406
33.5	2	2	1.565	2.122	0.782	3.75	10.8	8.2	19	38	83	122	477
36.5	2	2	1.514	4.552	0.757	4.08	10.8	8	19	38	178	216	848
39.5	8	8	5.826	7.112	2.913	4.42	10.8	31	41	60	279	339	1330
42.5	18	18	12.61	8.072	6.303	4.76	10.8	66	77	119	316	435	1707
45.5	19	19	12.81	10.59	6.407	5.09	10.8	67	78	155	415	570	2238
48.5	22	22	14.31	12.85	7.154	5.43	10.8	75	86	164	504	668	2621
51.5	24	24	15.07	14.23	7.533	5.76	10.8	79	90	176	558	734	2879
54.5	26	26	15.78	14.15	7.89	6.1	10.8	83	94	184	554	738	2897
57.5	23	23	13.49	15.43	6.746	6.43	10.8	71	82	176	605	780	3062
60.5	29	29	16.47	14.35	8.234	6.77	10.8	87	97	179	562	741	2909
63.5	25	25	13.76	15	6.879	7.11	10.8	72	83	181	588	768	3015
66.5	27	27	14.38	15.03	7.191	7.44	10.8	76	87	170	589	759	2977

Tabel B5.2 perhitungan daya dukung tanah untuk pile dengan diameter d=1.117 pada boring no T3

Depth	N lap	N1	N2	N3	Fsi	L/8D	Qs 1	Qs 2	QS	ΣQS	Qb	Q ult	Qall
m	Blow/m	Blow/m	Ton /m	Ton /m2	Ton /m2		Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	KN
0	0.022	0.022	0.08		0.038	0	0	0	0	0		0	0
0.5	0.022	0.022	0.07		0.035	0.056	0.003	0	0	0.003		0.003	0.013
3.5	0.022	0.022	0.05		0.024	0.392	0.1	0	0.1	0.103		0.103	0.404
6.5	0.022	0.022	0.04		0.018	0.727	0.141	0	0.14	0.241		0.241	0.946
8.936	0.022	0.022	0.03	0.024	0.016	1	0.133	0	0.13	0.274	0.94	1.217	4.777
9.5	0.022	0.022	0.03	0.034	0.015	1.063	0.133	0.03	0.16	0.295	1.33	1.629	6.393
12.5	0.022	0.022	0.03	0.138	0.012	1.399	0.133	0.13	0.26	0.425	5.41	5.836	22.9
15.5	0.022	0.022	0.02	1.435	0.011	1.735	0.133	0.12	0.25	0.511	56.2	56.72	222.6
18.5	0.022	0.022	0.02	1.432	0.011	2.07	0.133	0.11	0.24	0.492	56.1	56.6	222.1
21.5	1	1	0.92	4.464	0.457	2.406	0.133	4.81	4.94	5.188	175	180.1	706.5
24.5	10	10	8.78	4.861	4.39	2.742	0.133	46.2	46.3	51.27	190	241.7	948.5
27.5	11	11	9.29	6.453	4.645	3.077	0.133	48.9	49	95.33	253	348.1	1366
30.5	12	12	9.75	7.93	4.876	3.413	0.133	51.3	51.4	100.4	311	411.2	1614
33.5	12	12	9.38	9.402	4.69	3.749	0.133	49.3	49.5	100.9	368	469.3	1841
36.5	13	13	9.79	9.230	4.894	4.085	0.133	51.5	51.6	101.1	362	462.7	1816
39.5	12	12	8.72	9.600	4.358	4.42	0.133	45.9	46	97.62	376	473.7	1859
42.5	14	14	9.81	9.172	4.905	4.756	0.133	51.6	51.7	97.73	359	457.1	1794
45.5	13	13	8.8	10.04	4.4	5.092	0.133	46.3	46.4	98.18	393	491.6	1929
48.5	15	15	9.81	11.20	4.905	5.427	0.133	51.6	51.7	98.17	439	537.3	2108
51.5	21	21	13.27	11.60	6.633	5.763	0.133	69.8	69.9	121.7	454	576	2260
54.5	22	22	13.41	12.95	6.704	6.099	0.133	70.5	70.7	140.6	507	648.1	2543
57.5	25	25	14.71	14.67	7.353	6.435	0.133	77.4	77.5	148.2	575	722.9	2837
60.5	30	30	17.03	15.59	8.515	6.77	0.133	89.6	89.7	167.2	611	778	3053
63.5	32	32	17.54	15.91	8.769	7.106	0.133	92.3	92.4	182.1	623	805.6	3161
66.5	32	32	16.91	16.32	8.456	7.442	0.133	89	89.1	181.5	639	820.9	3221

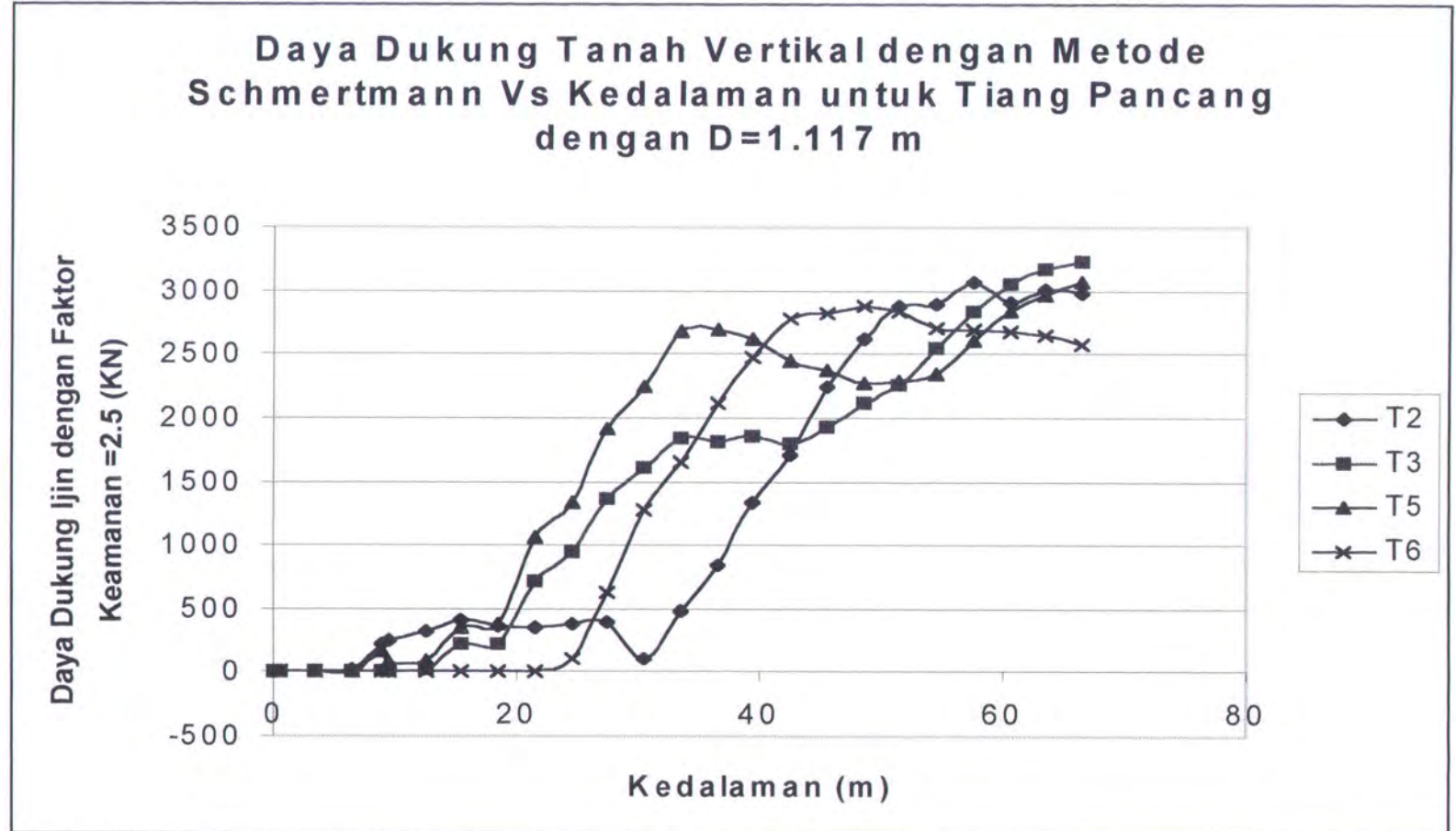
Tabel B5.3 perhitungan daya dukung tanah dengan diameter pile $d=1.117$ m pada boring T5

Depth m	N lap Blow /m	N1 Blow/m	N2 Ton/m2	N3 Ton /m2	Fsi Ton /m2	L/8D	Qs 1 Ton	Qs 2 Ton	QS Ton	ΣQS Ton	Qb Ton	Q ult Ton	Q all KN
0	0.0222	0.0222	0.08		0.0376	0	0	0	0	0		0	0
0.5	0.0222	0.0222	0.07		0.035	0.06	0.003	0	0.003	0.003		0.003	0.013
3.5	0.0222	0.0222	0.05		0.0241	0.39	0.099	0	0.099	0.103		0.103	0.403
6.5	0.0222	0.0222	0.04		0.0184	0.73	0.141	0	0.141	0.24		0.24	0.943
8.936	0.0222	0.0222	0.03	1.0813	0.0154	1	0.132	0	0.132	0.273	42.36	42.64	167.3
9.5	0.0222	0.0222	0.03	0.5124	0.0149	1.06	0.132	0.029	0.161	0.293	20.08	20.37	79.93
12.5	1	1	1.11	0.4886	0.5558	1.4	0.132	5.848	5.98	6.142	19.14	25.28	99.21
15.5	1	1	0.99	1.9936	0.4939	1.73	0.132	5.197	5.329	11.31	78.1	89.41	350.9
18.5	1	1	0.95	2.2012	0.4749	2.07	0.132	4.997	5.129	10.46	86.24	96.69	379.4
21.5	1	1	0.91	6.667	0.4567	2.41	0.132	4.805	4.937	10.07	261.2	271.3	1064
24.5	14	14	12.2	6.8856	6.1208	2.74	0.132	64.4	64.54	69.47	269.8	339.2	1331
27.5	15	15	12.6	9.102	6.278	3.08	0.132	66.06	66.19	130.7	356.6	487.3	1912
30.5	17	17	13.6	11.075	6.8197	3.41	0.132	71.76	71.89	138.1	433.9	572	2244
33.5	17	17	13.1	13.82	6.5403	3.75	0.132	68.82	68.95	140.8	541.4	682.3	2677
36.5	20	20	14.8	13.778	7.3957	4.08	0.132	77.82	77.95	146.9	539.8	686.7	2695
39.5	21	21	14.9	13.038	7.4633	4.42	0.132	78.53	78.66	156.6	510.8	667.4	2619
42.5	19	19	13	12.118	6.5029	4.76	0.132	68.42	68.56	147.2	474.8	622	2441
45.5	15	15	9.89	12.317	4.9435	5.09	0.132	52.02	52.15	120.7	482.5	603.2	2367
48.5	16	16	10.2	12.061	5.0894	5.43	0.132	53.55	53.68	105.8	472.5	578.3	2269
51.5	18	18	11	12.026	5.5227	5.76	0.132	58.11	58.24	111.9	471.2	583.1	2288
54.5	22	22	13	11.972	6.5103	6.1	0.132	68.5	68.63	126.9	469	595.9	2338
57.5	23	23	13.1	13.419	6.5728	6.43	0.132	69.16	69.29	137.9	525.7	663.7	2604
60.5	27	27	14.9	14.661	7.4446	6.77	0.132	78.33	78.47	147.8	574.4	722.1	2834
63.5	29	32	17	15.007	8.5236	7.11	0.132	89.69	89.82	168.3	587.9	756.2	2967
66.5	32	32	16.5	15.415	8.2309	7.44	0.132	86.61	86.74	176.6	603.9	780.5	3063

Tabel B5.4 perhitungan daya dukung tanah dengan diameter $D=1.117$ m pada boring T6

Depth m	N lap Blow /m	N1 Blow /m	N2 Ton/m2	N3 Ton /m2	Fsi Ton /m2	L/8D	Qs 1 Ton	Qs 2 Ton	QS Ton	ΣQS Ton	Qb Ton	Qult Ton	Q all KN
0	0.0222	0.0222	0.078		0.04	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	0.0222	0.0222	0.072		0.04	0.056	0.004	0	0.004	0.004	0	0.004	0.014
3.5	0.0222	0.0222	0.049		0.02	0.392	0.102	0	0.102	0.105	0	0.102	0.399
6.5	0.0222	0.0222	0.037		0.02	0.727	0.143	0	0.143	0.245	0	0.143	0.562
8.936	0.0222	0.0222	0.031	0.024	0.02	1	0.133	0	0.133	0.277	0.954	1.087	4.266
9.5	0.0222	0.0222	0.03	0.035	0.02	1.063	0.133	0.03	0.163	0.297	1.355	1.518	5.958
12.5	0.0222	0.0222	0.025	0.029	0.01	1.399	0.133	0.132	0.266	0.429	1.135	1.401	5.496
15.5	0.0222	0.0222	0.022	0.026	0.01	1.735	0.133	0.116	0.249	0.515	1.002	1.251	4.909
18.5	0.0222	0.0222	0.021	0.023	0.01	2.07	0.133	0.111	0.245	0.494	0.899	1.144	4.489
21.5	0.0222	0.0222	0.02	0.021	0.01	2.406	0.133	0.107	0.241	0.486	0.827	1.068	4.19
24.5	0.0222	0.0222	0.02	0.722	0.01	2.742	0.133	0.103	0.237	0.478	28.29	28.53	112
27.5	0.0222	0.0222	0.019	4.023	0.01	3.077	0.133	0.1	0.233	0.47	157.6	157.9	619.4
30.5	7	7	5.758	7.544	2.88	3.413	0.133	30.3	30.43	30.66	295.6	326	1279
33.5	19	19	15.03	8.76	7.51	3.749	0.133	79.06	79.19	109.6	343.2	422.4	1657
36.5	20	20	15.2	11.72	7.6	4.085	0.133	79.95	80.08	159.3	459.2	539.3	2116
39.5	23	23	16.8	13.85	8.4	4.42	0.133	88.36	88.5	168.6	542.8	631.3	2477
42.5	22	22	15.46	15.97	7.73	4.756	0.133	81.32	81.45	169.9	625.6	707	2774
45.5	24	24	16.25	16.15	8.12	5.092	0.133	85.47	85.6	167	632.8	718.4	2819
48.5	25	25	16.31	16.58	8.15	5.427	0.133	85.8	85.94	171.5	649.6	735.5	2886
51.5	27	27	17	16.16	8.5	5.763	0.133	89.43	89.56	175.5	633.1	722.7	2836
54.5	28	28	17.03	15.33	8.51	6.099	0.133	89.57	89.7	179.3	600.5	690.2	2708
57.5	24	24	14.11	15.58	7.06	6.435	0.133	74.24	74.37	164.1	610.4	684.8	2687
60.5	25	25	14.22	15.53	7.11	6.77	0.133	74.82	74.95	149.3	608.5	683.4	2682
63.5	27	27	14.87	15.23	7.44	7.106	0.133	78.24	78.37	153.3	596.6	675	2649
66.5	29	29	15.47	14.65	7.74	7.442	0.133	81.41	81.54	159.9	573.9	655.5	2572

Grafik B5.1 daya dukung ijin vs kedalaman pada borehole T2,T3, T5 dan T6 untuk D=1.117 m



Tabel B5.7 perhitungan daya dukung tanah dengan diameter D=0.711 m pada boring T5

Depth	N lap	N1	N2	N3	Fsi	L/8D	Qs 1	Qs 2	QS	ΣQS	Qb	Q ult	Q all
m	Blow /m	Blow/m	Ton/m2	Ton /m2	Ton /m2		Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	KN
0	0.0222	0.0222	0.08		0.0376	0	0	0	0	0		0	0
0.5	0.0222	0.0222	0.07		0.035	0.09	0.003	0	0.003	0.003		0.003	0.013
3.5	0.0222	0.0222	0.05		0.0241	0.62	0.099	0	0.099	0.103		0.103	0.403
5.688	0.0222	0.0222	0.04	0.0343	0.0196	1	0.096	0	0.096	0.195		0.195	0.765
6.5	0.0222	0.0222	0.04	0.085	0.0184	1.14	0.096	0.033	0.129	0.225		0.225	0.882
9.5	0.0222	0.0222	0.03	0.5808	0.0148	1.67	0.096	0.099	0.195	0.324	0.545	0.868	3.408
12.5	1	1	1.11	1.0845	0.553	2.2	0.096	3.704	3.799	3.994	1.35	5.344	20.97
15.5	1	1	0.99	1.3592	0.4933	2.73	0.096	3.304	3.4	7.199	9.22	16.42	64.43
18.5	1	1	0.95	1.6762	0.4744	3.25	0.096	3.177	3.273	6.673	17.21	23.89	93.73
21.5	1	1	0.91	7.2862	0.4562	3.78	0.096	3.055	3.151	6.424	21.57	28	109.9
24.5	14	14	12.2	13.326	6.1146	4.31	0.096	40.95	41.05	44.2	26.61	70.81	277.8
27.5	15	15	12.5	17.753	6.272	4.83	0.096	42.01	42.1	83.15	115.7	198.8	780.1
30.5	17	17	13.6	22.316	6.8134	5.36	0.096	45.63	45.73	87.83	211.5	299.4	1175
33.5	17	17	13.1	26.69	6.5345	5.89	0.096	43.77	43.86	89.59	281.8	371.4	1457
36.5	20	20	14.8	27.96	7.3894	6.42	0.096	49.49	49.59	93.45	354.2	447.7	1757
39.5	21	21	14.9	27.81	7.4571	6.94	0.096	49.95	50.04	99.63	423.7	523.3	2053
42.5	19	19	13	25.832	6.4977	7.47	0.096	43.52	43.62	93.66	443.8	537.5	2109
45.5	15	15	9.88	24.252	4.9397	8	0.096	33.08	33.18	76.8	441.4	518.2	2034
48.5	16	16	10.2	23.112	5.0857	8.53	0.096	34.06	34.16	67.34	410	477.4	1873
51.5	18	18	11	22.881	5.5188	9.05	0.096	36.96	37.06	71.22	385	456.2	1790
54.5	22	22	13	23.444	6.5058	9.58	0.096	43.57	43.67	80.73	366.9	447.6	1756
57.5	23	23	13.1	25.4	6.5684	10.1	0.096	43.99	44.09	87.76	363.2	451	1770
60.5	27	27	14.9	28.366	7.4399	10.6	0.096	49.83	49.93	94.01	372.1	466.1	1829
63.5	29	32	17	30.44	8.5184	11.2	0.096	57.05	57.15	107.1	403.2	510.3	2002
66.5	32	32	16.5	31.271	8.226	11.7	0.096	55.09	55.19	112.3	450.3	562.6	2208

Tabel B5.8 perhitungan daya dukung tanah pada pile dengan diameter D=0.711 m pada boring T6

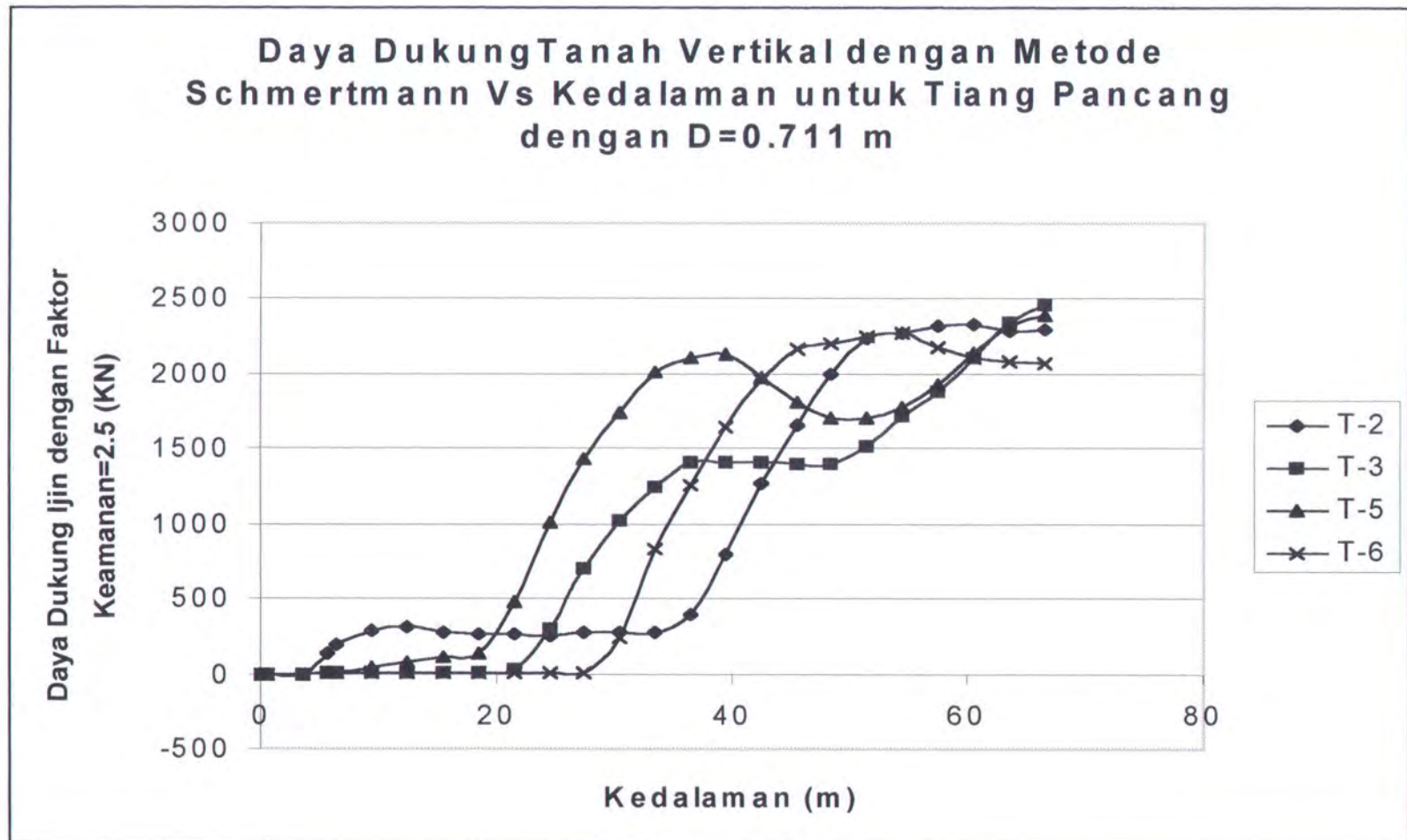
Depth	N lap	N1	N2	N3	Fsi	L/8D	Qs 1	Qs 2	QS	ΣQS	Qb	Qult	Qall
m	Blow m	Blow/m	Blow/m2	Ton /m2	Ton /m2		Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	KN
0	0.022	0.022	0.075		0.04	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	0.022	0.022	0.07		0.03	0.088	0.003	0	0.003	0.003	0	0.003	0.013
3.5	0.022	0.022	0.048		0.02	0.615	0.1	0	0.1	0.103	0	0.1	0.391
5.688	0.022	0.022	0.039	0.034	0.02	1	0.096	0	0.096	0.196	0.546	0.643	2.522
6.5	0.022	0.022	0.037	0.085	0.02	1.143	0.096	0.033	0.13	0.226	1.353	1.483	5.818
9.5	0.022	0.022	0.03	0.071	0.01	1.67	0.096	0.1	0.196	0.326	1.127	1.323	5.192
12.5	0.022	0.022	0.025	0.063	0.01	2.198	0.096	0.083	0.179	0.375	0.994	1.174	4.606
15.5	0.022	0.022	0.022	0.055	0.01	2.725	0.096	0.073	0.17	0.349	0.546	0.716	2.81
18.5	0.022	0.022	0.021	0.05	0.01	3.252	0.096	0.071	0.167	0.337	0.788	0.955	3.746
21.5	0.022	0.022	0.02	0.046	0.01	3.78	0.096	0.068	0.164	0.331	0.73	0.895	3.512
24.5	0.022	0.022	0.02	0.042	0.01	4.307	0.096	0.066	0.162	0.326	0.674	0.836	3.279
27.5	0.022	0.022	0.019	0.04	0.01	4.835	0.096	0.063	0.16	0.322	0.64	0.8	3.138
30.5	7	7	5.715	2.739	2.86	5.362	0.096	19.14	19.23	19.39	43.48	62.71	246.1
33.5	19	19	14.93	10.1	7.47	5.89	0.096	50.01	50.11	69.34	160.4	210.5	826
36.5	20	20	15.06	16.91	7.53	6.417	0.096	50.42	50.52	100.6	268.4	318.9	1251
39.5	23	23	16.68	22.91	8.34	6.944	0.096	55.86	55.96	106.5	363.7	419.7	1647
42.5	22	22	15.32	28.26	7.66	7.472	0.096	51.29	51.39	107.3	448.5	499.9	1962
45.5	24	24	16.14	31.27	8.07	7.999	0.096	54.06	54.15	105.5	496.3	550.5	2160
48.5	25	25	16.16	31.89	8.08	8.527	0.096	54.1	54.2	108.4	506.2	560.4	2199
51.5	27	27	16.9	32.51	8.45	9.054	0.096	56.59	56.68	110.9	516	572.7	2247
54.5	28	28	16.87	32.78	8.43	9.582	0.096	56.49	56.59	113.3	520.4	577	2264
57.5	24	24	14.03	31.92	7.02	10.11	0.096	46.99	47.09	103.7	506.7	553.8	2173
60.5	25	25	14.09	30.73	7.05	10.64	0.096	47.2	47.29	94.38	487.8	535.1	2100
63.5	27	27	14.79	30.35	7.39	11.16	0.096	49.52	49.62	96.91	481.8	531.4	2085
66.5	29	29	15.34	29.95	7.67	11.69	0.096	51.36	51.46	101.1	475.4	526.8	2067

Tabel B5.5 perhitungan daya dukung tanah dengan diameter pile D=0.711 m pada T2

Depth	N lap	N1	N2	N3	Fsi	L/8D	Qs 1	Qs 2	QS	ΣQS	Qb	Q ult	Qall
m	Blow /m	Blow/m	Ton/m2	Ton /m2	Ton /m2		Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	KN
0	0.022	0.022	0.075		0.0376	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	0.022	0.022	0.07		0.035	0.09	0	0	0	0	0	0	0
3.5	0.022	0.022	0.048		0.0242	0.62	0.1	0	0.1	0.1	0	0.1	0.4
5.688	0.735	0.735	1.31	2.007	0.655	1	3.2	0	3.2	3.3	32	35	138
6.5	1	1	1.668	2.617	0.834	1.14	3.2	1.51	4.7	7.9	42	49	194
9.5	2	2	2.668	3.605	1.3342	1.67	3.2	8.94	12	17	57	74	291
12.5	1	1	2.425	3.639	1.2125	2.2	3.2	8.12	11	23	58	81	319
15.5	1	1	0.989	3.26	0.4946	2.73	3.2	3.31	6.5	18	52	70	273
18.5	1	1	0.953	3.392	0.4766	3.25	3.2	3.19	6.4	13	54	67	262
21.5	2	2	1.839	3.215	0.9196	3.78	3.2	6.16	9.4	16	51	67	262
24.5	2	2	1.776	3.006	0.8878	4.31	3.2	5.95	9.1	19	48	66	260
27.5	2	2	1.715	3.24	0.8575	4.83	3.2	5.74	8.9	18	51	70	273
30.5	2	2	1.656	3.404	0.8282	5.36	3.2	5.55	8.7	18	54	72	281
33.5	2	2	1.601	3.289	0.8004	5.89	3.2	5.36	8.6	17	52	70	273
36.5	2	2	1.548	5.29	0.7739	6.42	3.2	5.18	8.4	17	84	101	396
39.5	8	8	5.95	10.83	2.9748	6.94	3.2	19.9	23	32	172	203	798
42.5	18	18	12.86	15.99	6.4314	7.47	3.2	43.1	46	69	254	323	1268
45.5	19	19	13.07	20.72	6.5331	8	3.2	43.8	47	93	329	422	1657
48.5	22	22	14.58	25.81	7.2902	8.53	3.2	48.8	52	99	410	509	1996
51.5	24	24	15.34	29.19	7.6708	9.05	3.2	51.4	55	107	463	570	2237
54.5	26	26	16.06	29.33	8.029	9.58	3.2	53.8	57	112	466	577	2265
57.5	23	23	13.72	30.5	6.8611	10.1	3.2	46	49	106	484	590	2316
60.5	29	29	16.74	30.5	8.37	10.6	3.2	56.1	59	108	484	592	2325
63.5	25	25	13.98	29.7	6.9886	11.2	3.2	46.8	50	109	472	581	2279
66.5	27	27	14.61	30.3	7.3027	11.7	3.2	48.9	52	102	481	583	2288

Tabel B5.6 perhitungan daya dukung tanah dengan diameter D=0.711 m pada boring T3

Depth	N lap	N1	N2	N3	Fsi	L/8D	Qs 1	Qs 2	QS	ΣQS	Qb	Q ult	Qall
m	Blow /m	Blow/m	Ton/m2	Ton /m2	Ton /m2		Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	KN
0	0.0222	0.0222	0.075		0.038	0	0	0	0	0		0	0
0.5	0.0222	0.0222	0.07		0.035	0.09	0	0	0	0.003		0.003	0.013
3.5	0.0222	0.0222	0.048		0.024	0.62	0.1	0	0.1	0.103		0.103	0.404
5.688	0.0222	0.0222	0.039	0.0413	0.02	1	0.1	0	0.1	0.196		0.196	0.769
6.5	0.0222	0.0222	0.045	0.0917	0.022	1.14	0.05	0.04	0.09	0.186		0.186	0.731
9.5	0.0222	0.0222	0.035	0.0755	0.017	1.67	0.19	0.12	0.31	0.397	0.66	1.053	4.13
12.5	0.0222	0.0222	0.028	0.0658	0.014	2.2	0.19	0.09	0.29	0.6	1.46	2.055	8.064
15.5	0.0222	0.0222	0.024	0.0582	0.012	2.73	0.19	0.08	0.27	0.562	1.2	1.76	6.905
18.5	0.0222	0.0222	0.022	0.0499	0.011	3.25	0.19	0.07	0.27	0.54	1.04	1.584	6.217
21.5	0.0222	0.0222	0.021	0.4644	0.01	3.78	0.19	0.07	0.26	0.531	0.92	1.455	5.709
24.5	1	1	0.905	4.6184	0.453	4.31	0.19	3.03	3.23	3.49	0.79	4.282	16.8
27.5	10	10	8.693	9.2498	4.346	4.83	0.19	29.1	29.3	32.53	7.37	39.9	156.6
30.5	11	11	9.202	12.657	4.601	5.36	0.19	30.8	31	60.31	73.3	133.6	524.3
33.5	12	12	9.662	16.026	4.831	5.89	0.19	32.4	32.6	63.56	147	210.4	825.6
36.5	12	12	9.298	18.694	4.649	6.42	0.19	31.1	31.3	63.88	201	264.8	1039
39.5	13	13	9.706	18.606	4.853	6.94	0.19	32.5	32.7	64.03	254	318.4	1249
42.5	12	12	8.644	18.703	4.322	7.47	0.19	28.9	29.1	61.84	297	358.6	1407
45.5	14	14	9.733	18.489	4.866	8	0.19	32.6	32.8	61.93	295	357.3	1402
48.5	13	13	8.733	18.533	4.366	8.53	0.19	29.2	29.4	62.23	297	359.1	1409
51.5	15	15	9.738	20.439	4.869	9.05	0.19	32.6	32.8	62.24	293	355.7	1396
54.5	21	21	13.17	22.606	6.585	9.58	0.19	44.1	44.3	77.11	294	371.3	1457
57.5	22	22	13.32	24.51	6.658	10.1	0.19	44.6	44.8	89.09	324	413.5	1623
60.5	25	25	14.61	27.898	7.304	10.6	0.19	48.9	49.1	93.9	359	452.7	1777
63.5	30	30	16.92	30.866	8.461	11.2	0.19	56.7	56.9	106	389	495	1943
66.5	32	32	17.43	32.13	8.715	11.7	0.19	58.4	58.6	115.4	443	558.3	2191

Grafik B5.2 daya dukung ijin vs kedalaman pada borehole T2,T3,T5, dan T6 untuk tiang pancang dengan $D=0.711$ m

Keterangan Tabel Perhitungan daya Dukung Tanah

Kedalaman	= 0 dalam tabel pada kedalaman sesungguhnya adalah 10 m pertama dari lapisan tanah lumpur
Nlap	= N yang ada di lapangan
N1	= hasil koreksi pertama N sesuai dengan jenis tanahnya
N2	= hasil koreksi kedua dari N terhadap tekanan efektif tanah
N3	= merupakan N rata-rata ujung
Fsi	= gaya lekatan terhadap tanah
Qs1	= gaya gesekan tanah dengan dinding tiang dari 0 sampai 8 D kedalaman pertama
Qs2	= gaya gesekan tanah dengan dinding tiang setelah kedalaman 8D pertama
Qb	= daya dukung ujung pile

LAMPIRAN B6

LISTING PROGRAM SAP'90

LISTING PROGRAM DERMAGA PETI KEMAS ANTAR PULAU SURABAYA

ANALISA BEBAN YANG BEKERJA PADA DERMAGA PETI KEMAS SURABAYA
SYSTEM

L=7

JOINTS

C JOINT JEPIT TIANG PANCANG

106	x=3	y=0	z=-4.1	
109	x=3	y=17.25		g=106,109,1
111	x=11	y=0		
114	x=11	y=17.25		g=111,114,1
116	x=19	y=0		
119	x=19	y=17.25		g=116,119,1
121	x=25.25	y=0	z=0	
124	x=25.25	y=17.25		g=121,124,1
126	x=31.5	y=0		
129	x=31.5	y=17.25		g=126,129,1
131	x=37.75	y=0		
134	x=37.75	y=17.25		g=131,134,1
110	x=3.0	y=22.75	z=-4.1	
120	x=19.0	y=22.75		g=110,120,5
125	x=25.25		z=0	
135	x=37.75	y=22.75		g=125,135,5

C JOINT GELOMBANG

206	x=3	y=0	z=25.1177	
209	x=3	y=17.25		g=206,209,1
211	x=11	y=0		
214	x=11	y=17.25		g=211,214,1
216	x=19	y=0		
219	x=19	y=17.25		g=216,219,1
221	x=25.25	y=0	z=25.1877	
224	x=25.25	y=17.25		g=221,224,1
226	x=31.5	y=0		
229	x=31.5	y=17.25		g=226,229,1
231	x=37.75	y=0		
234	x=37.75	y=17.25		g=231,234,1
210	x=3	y=22.75		
235	x=37.75	y=22.75		g=210,235,5

C JOINTS DECK

306	x=3	y=0	z=33.9177	
309	x=3	y=17.25		g=306,309,1
311	x=11	y=0		
314	x=11	y=17.25		g=311,314,1
316	x=19	y=0		
319	x=19	y=17.25		g=316,319,1
321	x=25.25	y=0		
324	x=25.25	y=17.25		g=321,324,1
326	x=31.5	y=0		
329	x=31.5	y=17.25		g=326,329,1
331	x=37.75	y=0		
334	x=37.75	y=17.25		g=331,334,1
310	x=3	y=22.75		
335	x=37.75	y=22.75		g=310,335,5


```

301 x=0      y=0
304 x=0      y=17.25      g=301, 304, 1
305 x=0      y=22.75
336 x=40.00  y=0
339 x=40.00  y=17.25      g=336, 339, 1
340 x=40.00  y=22.75

```

RESTRAINTS

```

106,135,1    r=1,1,1,1,1,1
310,335,5    R=0,0,0,0,0,0
309,334,5    R=0,0,0,0,0,0
308,333,5    R=0,0,0,0,0,0
307,332,5    R=0,0,0,0,0,0

```

SPRING

```

305,335,5    k=5.0491E07,2.93E05,0,0,0

```

FRAME

```

NM=8      NL=36 z=-1

```

```

1 SH=R    T=1.3,1.5      E=30E06  W=1.3*1.5*2.40
2 SH=R    T=1.5,1.5      E=30E06  W=1.5*1.5*2.40
3 SH=R    T=1.5,2.0      E=30E06  W=1.5*2.0*2.40
4 SH=R    T=1.3,1.2      E=30E06  W=1.3*1.2*2.40
5 SH=P    T=1.117,0.06   E=21E07  W=10.021000
6 SH=P    T=0.711,0.06   E=21E07  W=7.065236193
7 SH=R    T=1.0,1.5      E=30E06  W=1.0*1.5*2.400
8 SH=R    T=1.125,2.6    E=30E06  W=1.125*2.6*2.400

```

C BEBAN MATI PLAT

```

1  WG=0,0,-3.753
2  WG=0,0,-3.866
3  WG=0,0,-4.752
4  WG=0,0,-4.127
5  WG=0,0,-4.968
6  WG=0,0,-4.252
7  WG=0,0,-2.644
8  WG=0,0,-5.319
9  WG=0,0,-5.349
10 WG=0,0,-7.131
11 WG=0,0,-6.989
12 WG=0,0,-3.424
13 WG=0,0,-0.972
14 WG=0,0,-1.296
15 WG=0,0,-0.486
16 WG=0.0,-0.648

```

C BEBAN HIDUP PLAT

```

17 WG=0,0,-10.772
18 WG=0,0,-11.101
19 WG=0,0,-13.640
20 WG=0,0,-11.847
21 WG=0,0,-14.260
22 WG=0,0,-12.204
23 WG=0,0,-7.5893
24 WG=0,0,-15.267
25 WG=0,0,-15.355
26 WG=0,0,-20.469
27 WG=0,0,-20.062

```

```

28 WG=0,0,-9.8270
29 WG=0,0,-2.7900
30 WG=0,0,-3.7200
31 WG=0,0,-1.3950
32 WG=0,0,-1.8600
C BEBAN BERGERAK
33 WG= 0,0,-289.98360
34 PLD=3.75,-39.240,0
35 PLD=0.7,-274.680,0
36 PLD=5.65,-294.300,0
C TIANG PANCANG
1,106,206      M=5      LP=1,0   G=4,1,1,1
6,206,306      M=5      LP=1,0   G=4,1,1,1
11,111,211     M=5      LP=1,0   G=4,1,1,1
16,211,311     M=5      LP=1,0   G=4,1,1,1
21,116,216     M=5      LP=1,0   G=4,1,1,1
26,216,316     M=5      LP=1,0   G=4,1,1,1
31,121,221     M=6      LP=1,0   G=4,1,1,1
36,221,321     M=6      LP=1,0   G=4,1,1,1
41,126,226     M=6      LP=1,0   G=4,1,1,1
46,226,326     M=6      LP=1,0   G=4,1,1,1
51,131,231     M=6      LP=1,0   G=4,1,1,1
56,231,331     M=6      LP=1,0   G=4,1,1,1
C BALOK CRANE
61,306,307     M=3      LP=3,0   G=2,1,1,1  NSL=6,22,33
64,309,310     M=3      LP=3,0           NSL=4,20,33
65,316,317     M=3      LP=3,0   G=2,1,1,1  NSL=5,21,33
68,319,320     M=3      LP=3,0           NSL=2,18,33
C BALOK MEMANJANG
69,321,322     M=4      LP=3,0           NSL=5,21,34
70,322,323     M=4      LP=3,0           NSL=5,21,35
71,323,324     M=4      LP=3,0           NSL=5,21,36
72,324,325     M=4      LP=3,0           NSL=3,19
73,326,327     M=4      LP=3,0           NSL=5,21,34
74,327,328     M=4      LP=3,0           NSL=5,21,35
75,328,329     M=4      LP=3,0           NSL=5,21,36
76,329,330     M=4      LP=3,0           NSL=3,19
77,331,332     M=4      LP=3,0           NSL=2,18,34
78,332,333     M=4      LP=3,0           NSL=2,18,35
79,333,334     M=4      LP=3,0           NSL=2,18,36
80,334,335     M=4      LP=3,0           NSL=1,17
81,301,302     M=8      LP=3,0   G=3,1,1,1
85,336,337     M=7      LP=3,0   G=3,1,1,1
C BALOK MELINTANG
89,306,311     M=2      LP=-2,0   G=2,1,1,1  NSL=10,26
92,309,314     M=2      LP=-2,0           NSL=11,27
93,310,315     M=2      LP=-2,0           NSL=12,28
94,311,316     M=2      LP=-2,0   G=2,1,1,1  NSL=10,26
97,314,319     M=2      LP=-2,0           NSL=11,27
98,315,320     M=2      LP=-2,0           NSL=12,28
99,316,321     M=1      LP=-2,0   G=2,1,1,1  NSL=9,25
102,319,324    M=1      LP=-2,0           NSL=8,24
103,320,325    M=1      LP=-2,0           NSL=7,23
104,321,326    M=1      LP=-2,0           NSL=9,25
105,322,327    m=1      lp=2,0           NSL=9,25
106,323,328    m=1      lp=2,0           NSL=9,25

```

107,324,329	M=1	LP=-2,0		NSL=8,24
108,325,330	M=1	LP=-2,0		NSL=7,23
109,326,331	M=1	LP=-2,0		NSL=9,25
110,327,332	M=1	LP=-2,0		NSL=9,25
111,328,333	M=1	LP=-2,0		NSL=9,25
112,329,334	M=1	LP=-2,0		NSL=8,24
113,330,335	M=1	LP=-2,0		NSL=7,23
114,331,336	M=1	LP=-2,0	G=4,1,1,1	NSL=15,31
119,301,306	M=1	LP=-2,0	G=4,1,1,1	NSL=16,32

LOADS

C BEBAN GELOMBANG

206,220,1 L=4 F=0.0368,0,0
 221,235,1 L=5 F=0.012838,0,0
 C BEBAN TUMBUKAN KAPAL
 301,305,2 L=6 F=118.64,0,0
 C BEBAN TARIKAN KAPAL
 301,305,2 L=7 F=-128,0,0

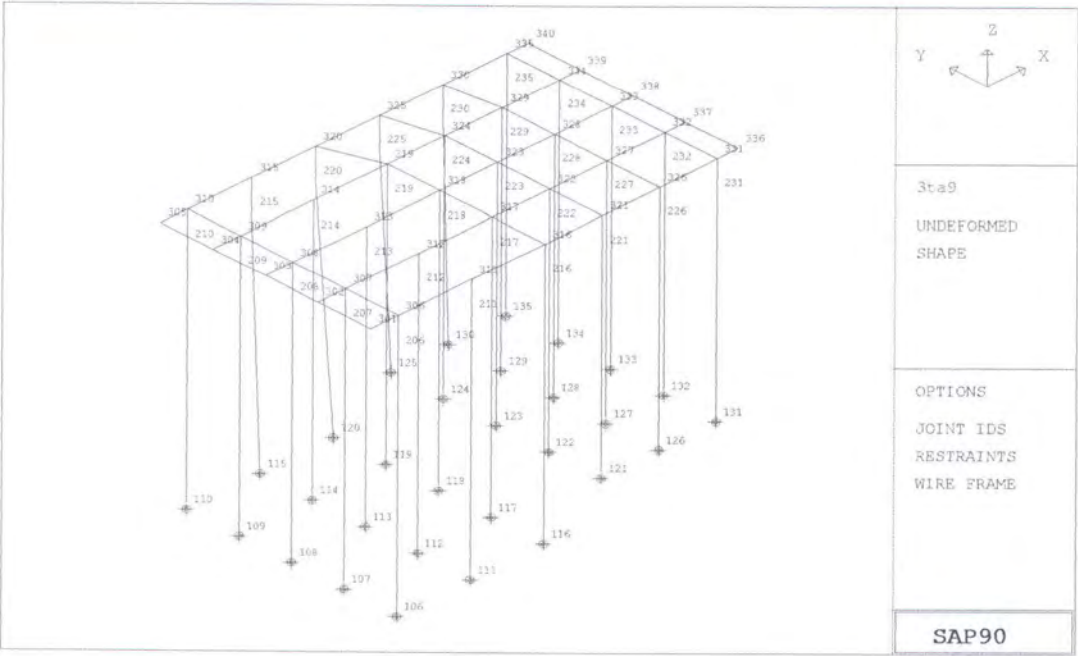
COMBO

1 C=1,1
 2 C=1,0.5,1
 3 C=1,0.5,1,1,1
 4 C=1,0.5,1,1,1,1
 5 C=1,0.5,1,1,1,0,1

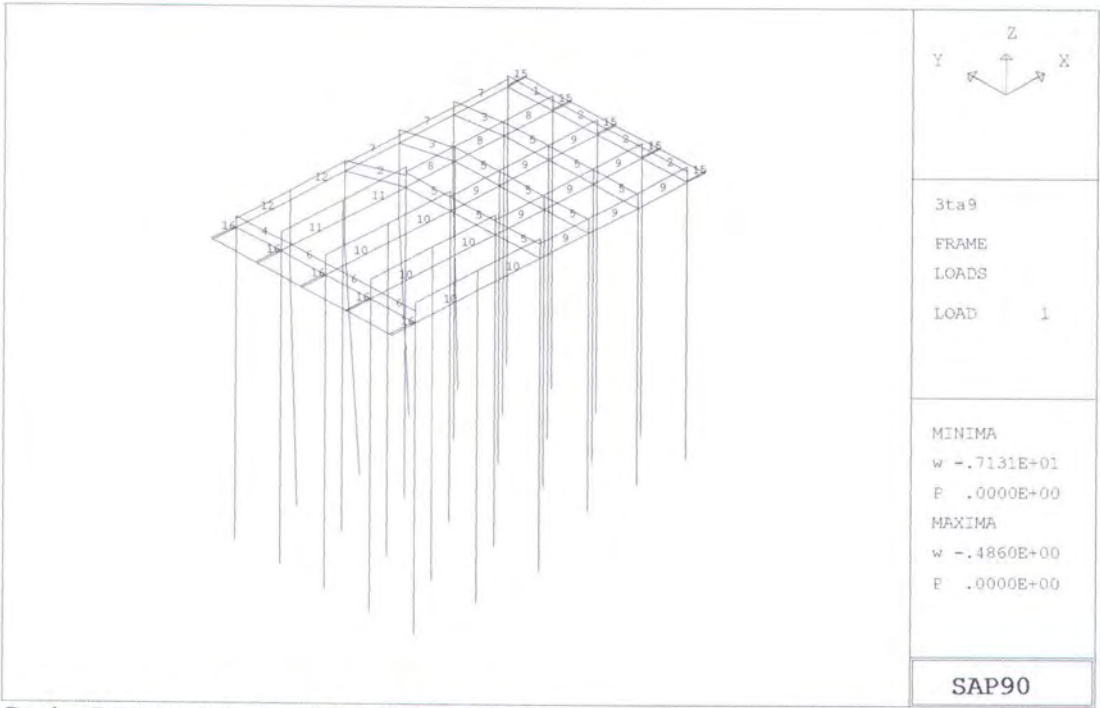
LAMPIRAN B7

GAMBAR PROFIL PRILAKU STRUKTUR SAAT

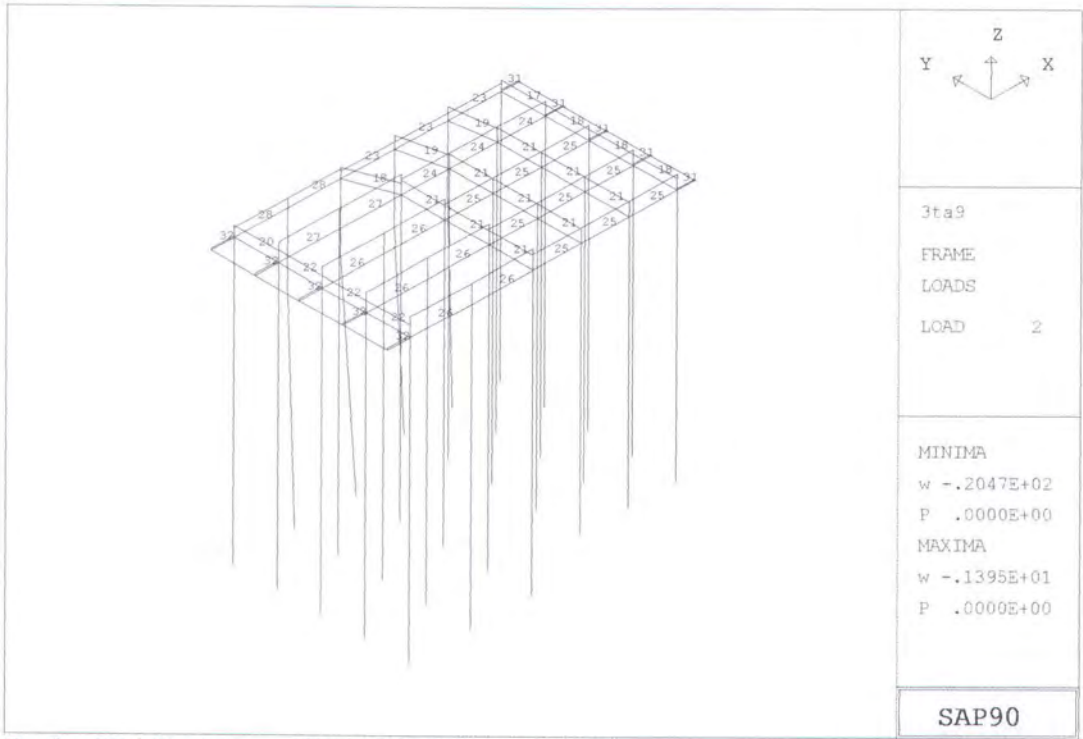
BEBAN BEKERJA



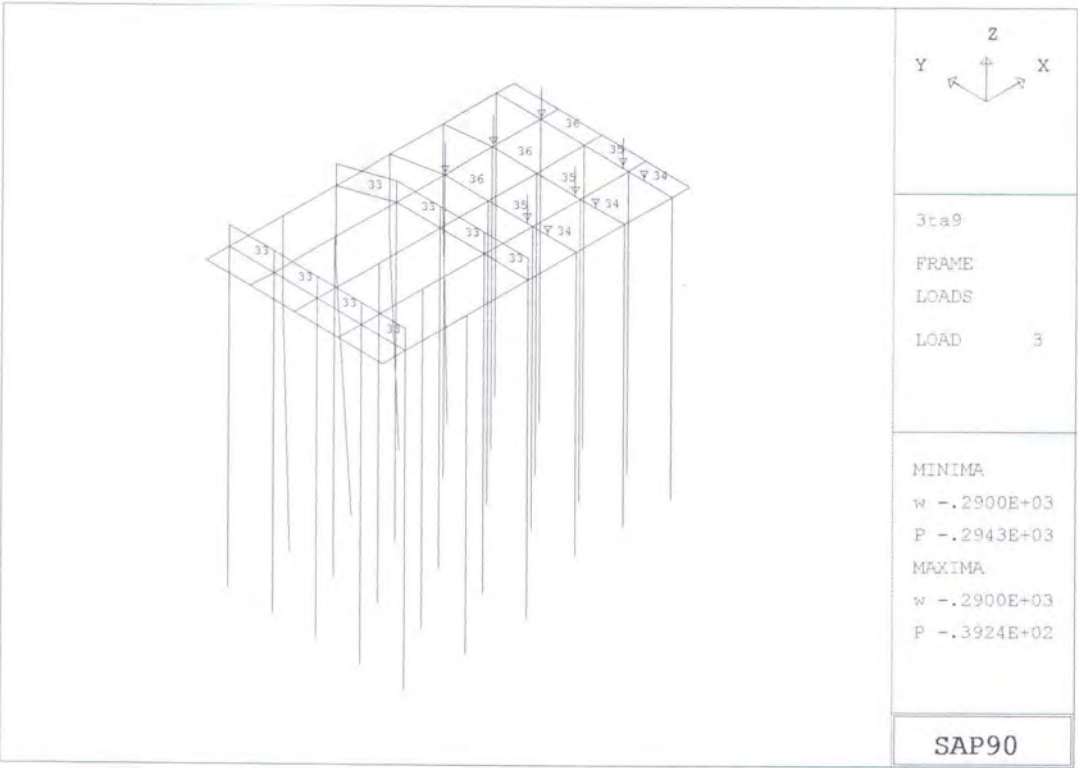
Gambar B7.1 joint-joint, restraints, frame struktur



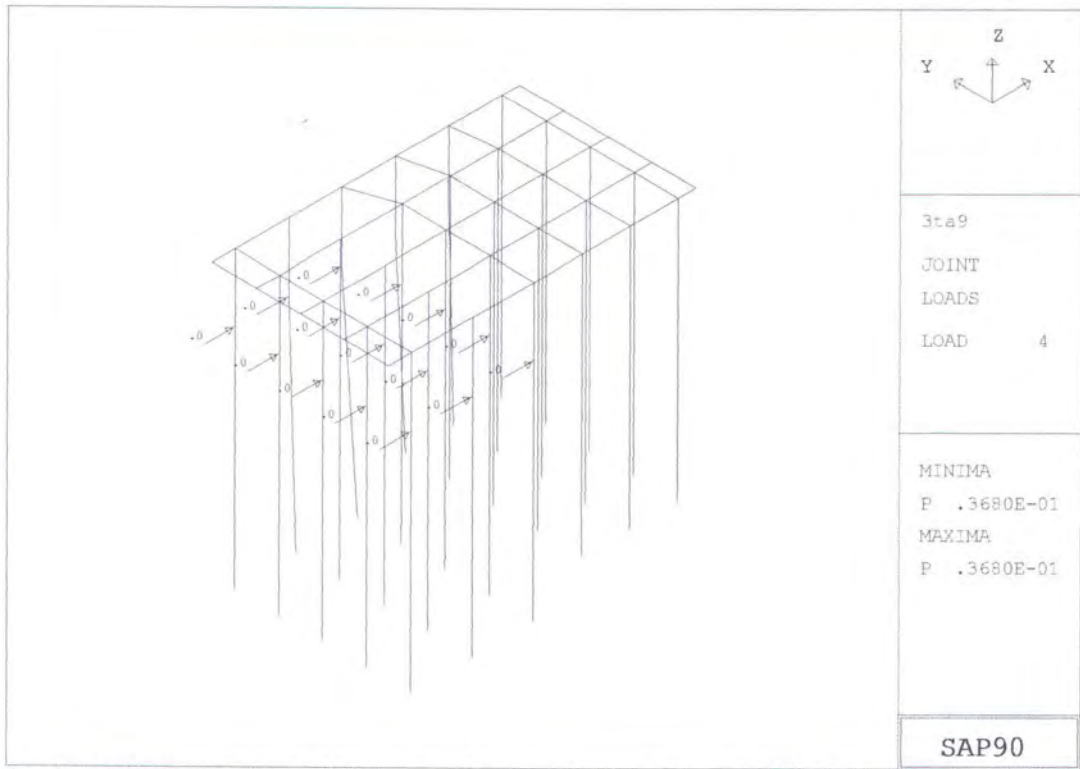
Gambar B7.2 Pembebanan Mati pada Struktur atas



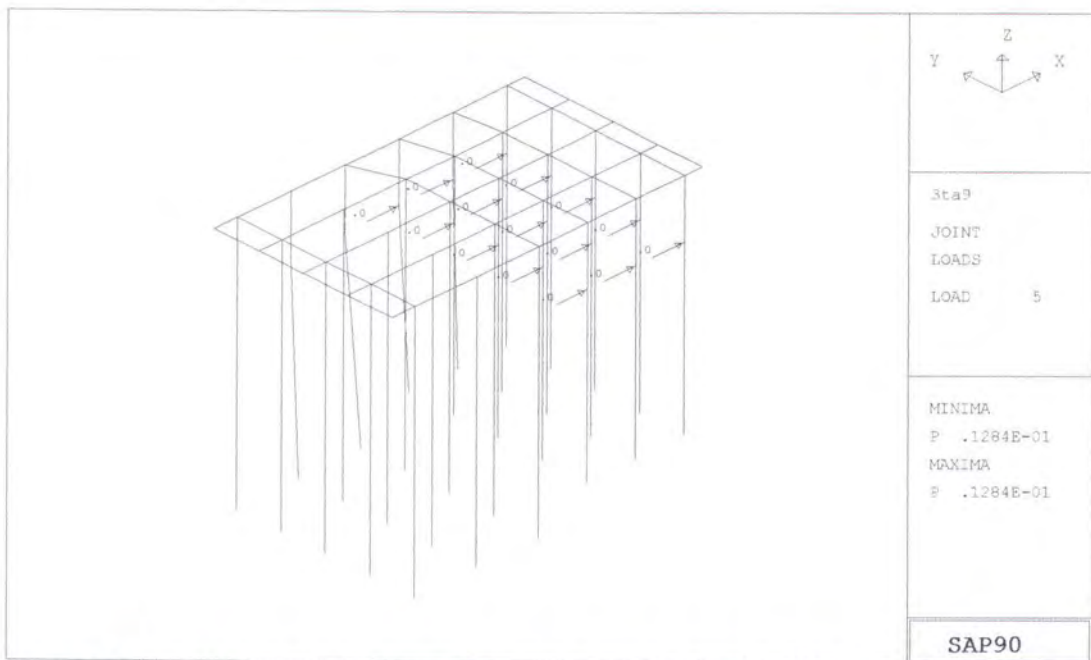
Gambar B7.3 Pembebanan Hidup pada Struktur Atas



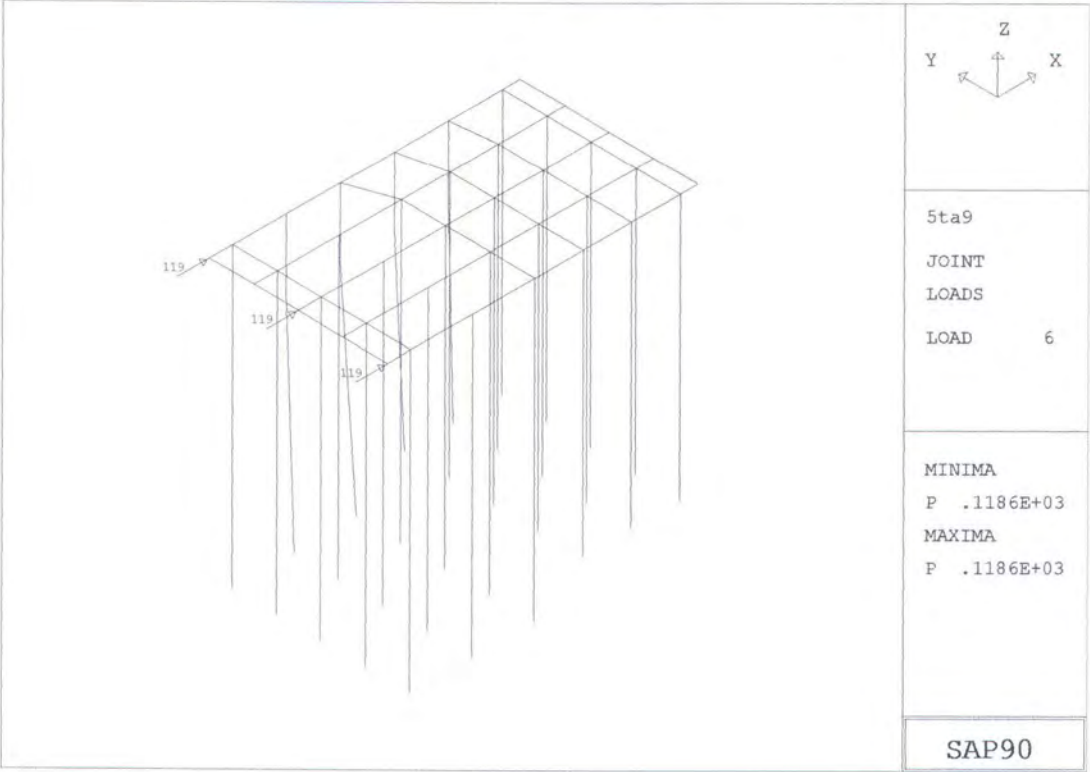
Gambar B7.4 Pembebanan pada Rel Crane dan Beban Truk Peti Kemas



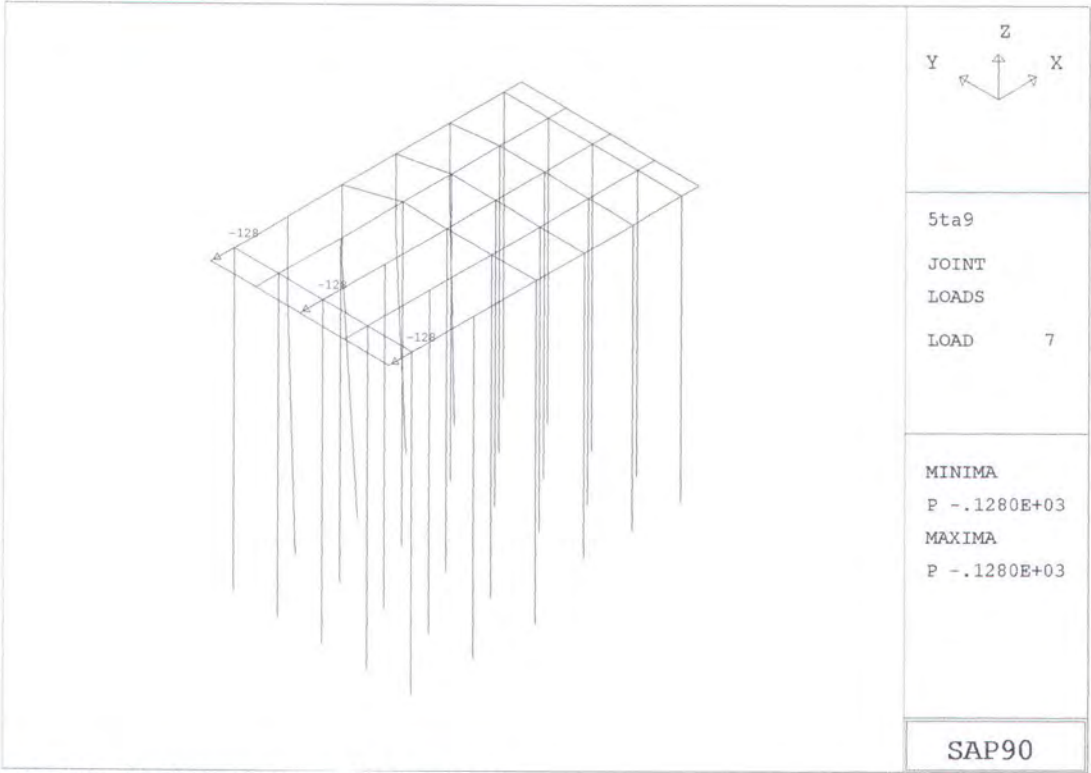
Gambar B7.5 Pembebanan Gelombang pada Tiang Pancang dengan $D=1.117$ m



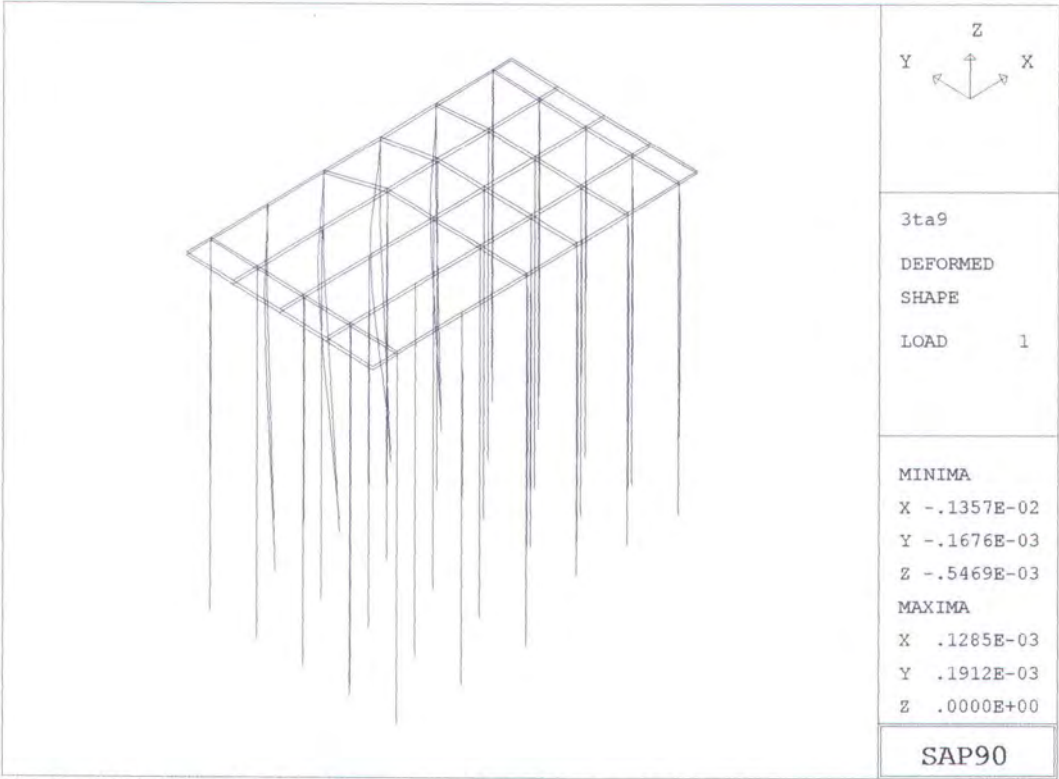
Gambar B7.6 Pembebanan Gelombang pada Tiang Pancang dengan $D=0.711$ m



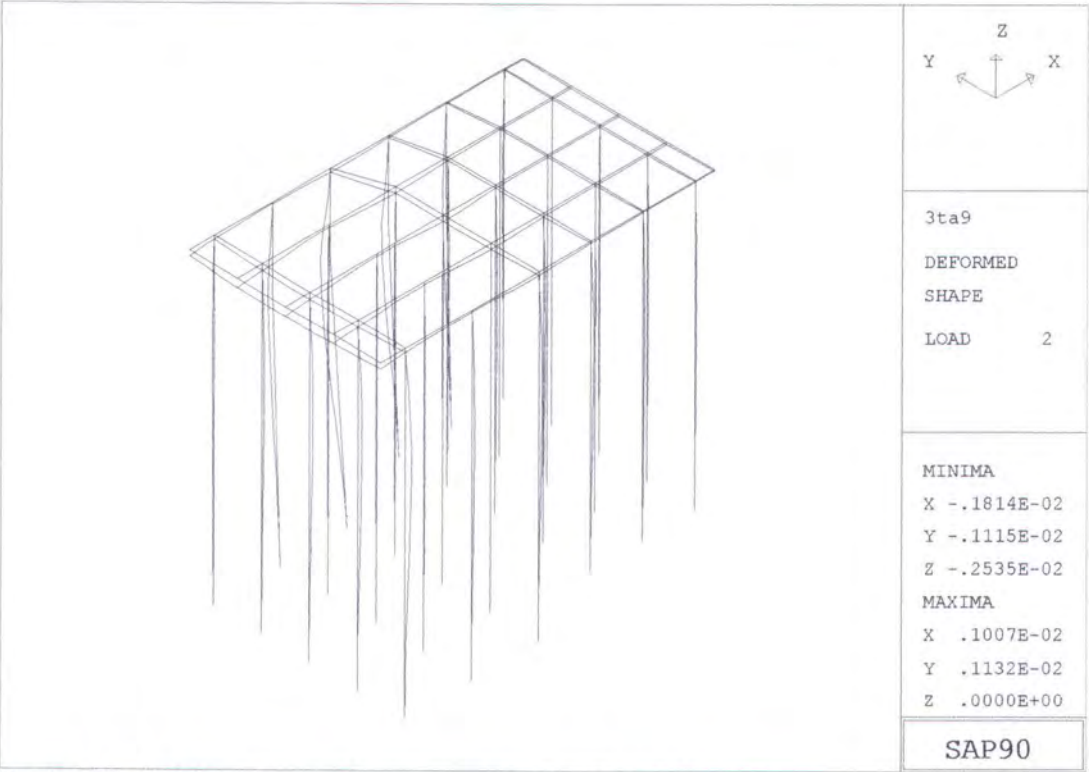
Gambar B7.7 Pembebanan Karena Tumbukan Kapal



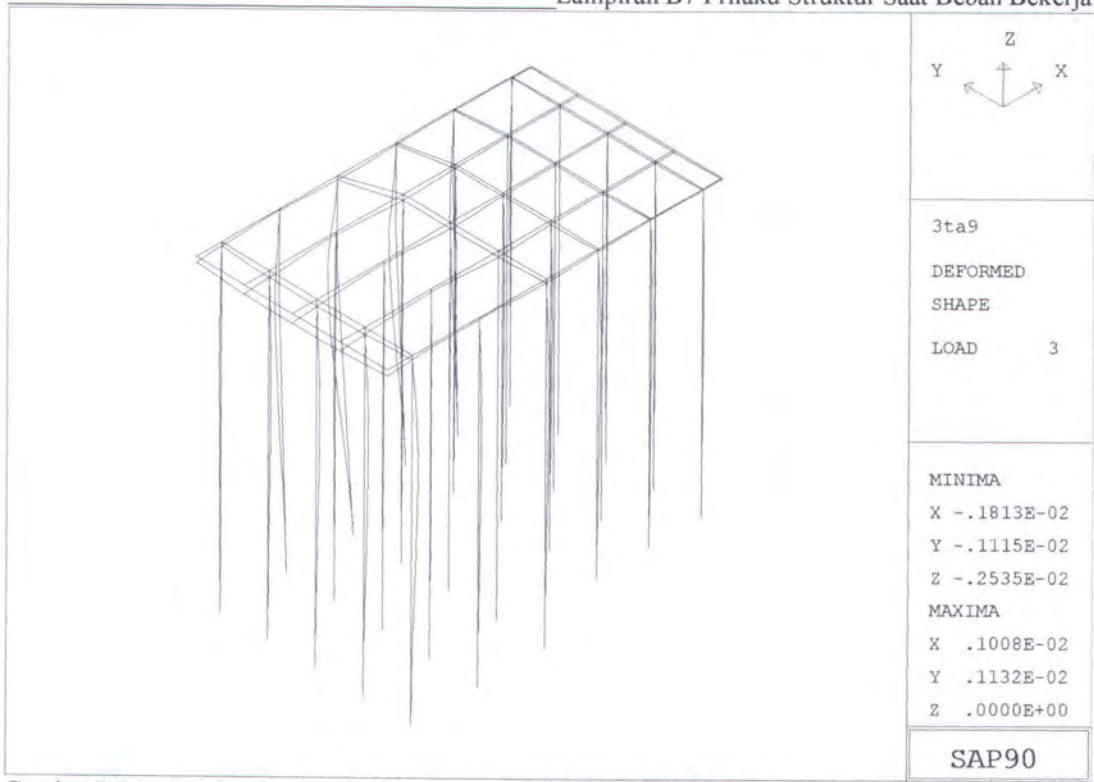
Gambar B7.8 Pembebanan Karena Tarikan Kapal



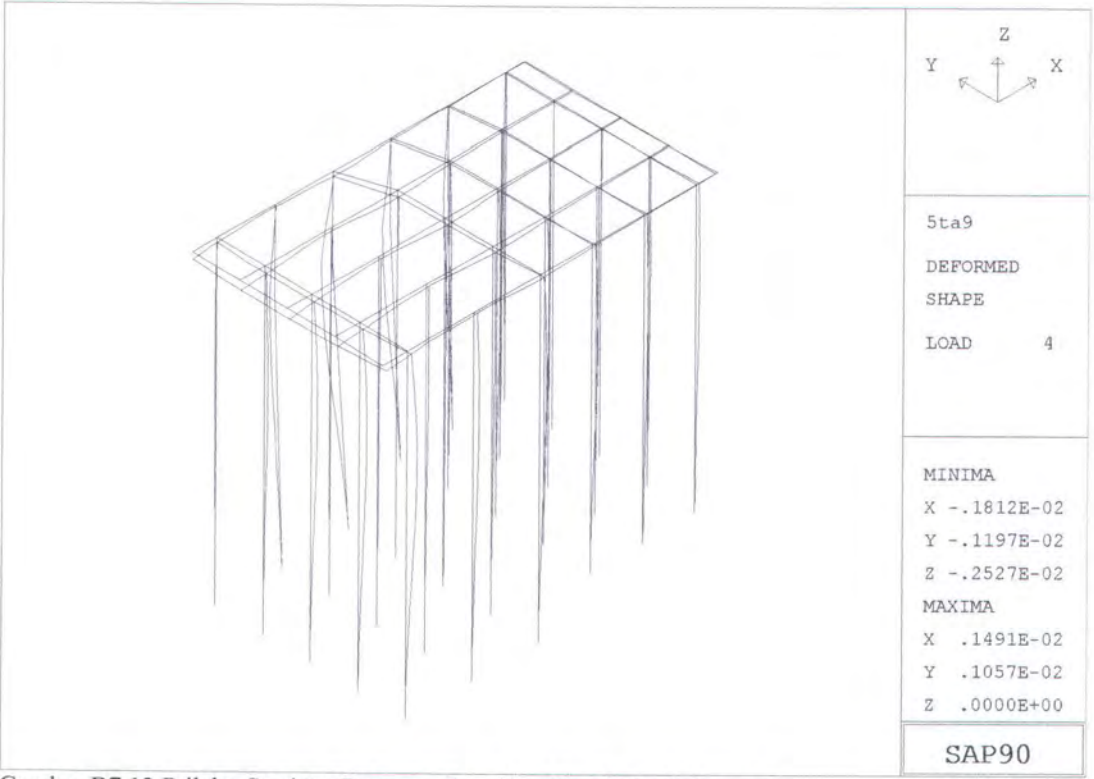
Gambar B7.9 Prilaku Struktur Dermaga saat kombinasi pembebanan 1



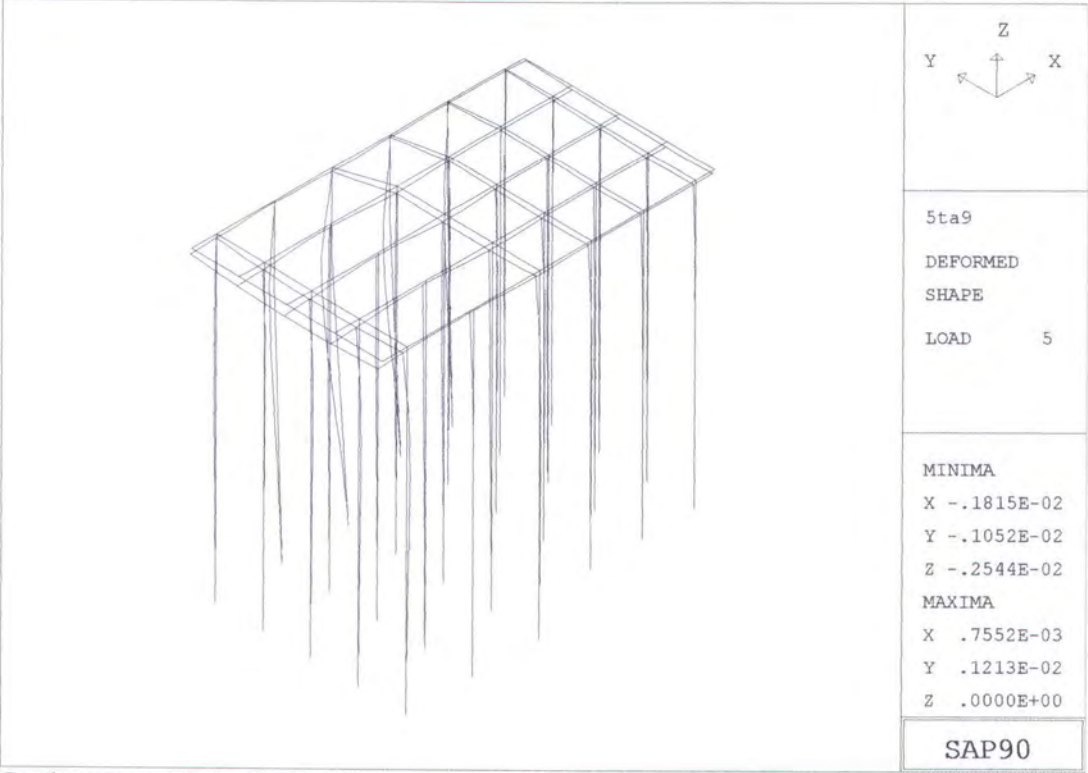
Gambar B7.10 Prilaku struktur Dermaga saat kombinasi pembebanan 2



Gambar B7.11 Prilaku Struktur Dermaga saat kombinasi pembebanan 3



Gambar B7.12 Prilaku Struktur Dermaga Saat Kombinasi Pembebanan 4



Gambar B7.13 Prilaku Struktur Dermaga Saat kombinasi Pembebanan 5



**DEPARTEMEN PENDIDIKAN DAN KEBUDAYAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNOLOGI KELAUTAN
JURUSAN TEKNIK KELAUTAN**

Kampus ITS - Sukoharjo, Surabaya 60111 Telp. 3986105, 3994251-3 Fax. 1104-7 Telp. 34124 Fax 3947134

TUGAS AKHIR (OE.1701)

No. 071/K03.4.4/PP/99

MATA KULIAH	:	TUGAS AKHIR
NOMOR MATA KULIAH	:	OE.1701
NAMA MAHASISWA	:	Dwi Retno Nugraheni
NOMOR POKOK	:	4394100009
TGL.DIBERIKAN TUGAS	:	3 April 1999
TGL.SELESAINYA TUGAS	:	3 September 1999
DOSEN PEMBIMBING	:	1. Dr.Ir. W.A. Pratikto,MSc 2. Dr.Ir. Daniel M Rosyid

TAURAIAN/DATA-DATA YANG DIBERIKAN/JUDUL TUGAS AKHIR :

**ISA DAYA DUKUNG TIANG PANCANG DERMAGA PETI KEMAS ANTAR PULAU
BAYA DENGAN METODE SCHMERTMANN DAN METODE BROMS**

**Surabaya, 3 April 1999
Ketua Jurusan ;**

DI RANGKAP 4 :

**siswa ybs.
an FTK-ITS
n Pembimbing
p Jurusan**

**Dr.Ir. Eko Budi Djatmiko,MSc
NIP. 131 407 592**



DEPARTEMEN PENDIDIKAN DAN KEBUDAYAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNOLOGI KELAUTAN
JURUSAN TEKNIK KELAUTAN

Kampus ITS-Sukolilo, Surabaya 60111 Telp 5947274,5947254 psw 144 Telex 34224 Fax 5947254

□
LEMBAR PRESENASI KONSULTASI TUGAS AKHIR

NAMA MAHASISWA : Dwi Retno Nugraheni
NOMOR POKOK : 4394100009
DOSEN PEMBIMBING I : Ir. W. A. Pratikto, MSc, PhD
DOSEN PEMBIMBING II : Dr. Ir Daniel M. Rosyid
TUGAS DIMULAI : Agustus 1998
TUGAS DISELESAIKAN :
JUDUL TUGAS AKHIR : Analisa Daya Dukung Tiang Pancang Dermaga Peti
Kemas Antar Pulau dengan Metode Schmertmann dan
Metode Broms

No	Tanggal	Konsultasi Mengenai	Tanda Tangan Dosen Pembimbing I	Tanda Tangan dosen Pembimbing II
1	22 /11/98	Bab I (Pendahuluan)		
2	20/12/98	Bab II (Tinjauan Pustaka : Beban lingkungan dan Beban Lateral		
3	21/2/99	Bab II (Tinjauan Pustaka : beban Vertikal		
4	25/02/ 99	Bab III (Analisa Beban Lateral)		
5	5/03/99	Bab III (Analisa Beban Vertikal)		
6	20/03/99	Bab III (Program SAP'90)		
7	25/06/99	Bab IV (Pembahasan)		
8	12/07/99	Bab V (Kesimpulan)		
9	20/07/99	Abstrak		
10	2/08/99	Bab I sampai dengan Bab V		
11	10.8.99	Selesai		